EPÍTOME DE LA

NORMA EHE

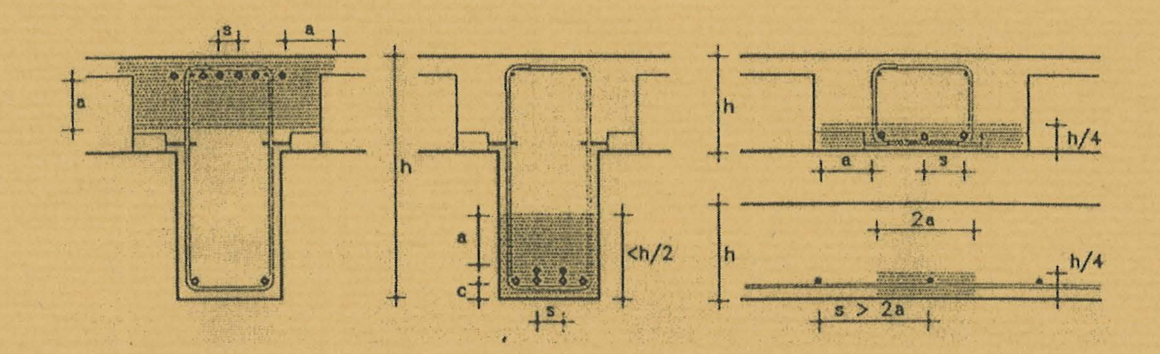
INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL

EN ARQUITECTURA

(y II)

por

JOSÉ LUIS DE MIGUEL RODRÍGUEZ



CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE *MADRID*

1-32-02

EPÍTOME DE LA
NORMA EHE
INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL
EN ARQUITECTURA
(y II)

por

JOSÉ LUIS DE MIGUEL RODRÍGUEZ

CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE MADRID

1-32-02

CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA

0 VARIOS
1 ESTRUCTURAS
2 CONSTRUCCIÓN
3 FÍSICA Y MATEMÁTICAS
4 TEORÍA
5 GEOMETRÍA Y DIBUJO
6 PROYECTOS
7 URBANISMO
8 RESTAURACIÓN

NUEVA NUMERACIÓN

1 Área
32 Autor
02 Ordinal de cuaderno (del autor)

Epítome de la Norma EHE.
Instrucción de hormigón estructural en Arquitectura (y II)

Instituto Juan de Herrera.
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Composición y maquetación: Daniel Álvarez Morcillo.
CUADERNO 68.01 / 1-32-02
ISBN: 84-95365-12-X (obra completa)
ISBN: 84-95365-14-6 (epítome de la norma EHE II)
Depósito Legal: M-43872-1999

ÍNDICE

XI. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

49. FISURACIÓN

49.1 Generalidades

En función del tipo de material y ambiente, deben limitarse las fisuras[1] del hormigón para asegurar una adecuada durabilidad, el correcto funcionamiento de la estructura y una apariencia aceptable.

49.2 Fisuración por compresión

Con objeto de no alcanzar la microfisuración longitudinal[2] en las piezas y partes sometidas a compresiones elevadas, debe comprobarse que, incluso para la combinación poco probable, la tensión en el hormigón no supera[3] $0{,}6 \cdot f_{ck,j}$

49.3 Fisuración por tracción

Las vigas o piezas en flexión o tracción de hormigón armado de obras de arquitectura en general o interiores secos, (Ambiente I) es seguro que se encuentran en situación de fisuración tolerable, si las armaduras de tracción ni tienen un diámetro mayor ni una separación mayor[4] que:

Tensión de la armadura σ_s		160	200	240	280	N/mm²
Diámetro máximo		ϕ32	ϕ25	ϕ20	ϕ16	
Separación máxima	en flexión	0,30	0,25	0,20	0,15	m
	en tracción	0,20	0,15	0,12	0,07	m

siendo σ_s tensión del acero en situación cuasipersistente $f_{yk}/\gamma_s/\gamma_{fp} \cdot A_{s,nec}/A_{s,real}$
siendo:
γ_{fp} el cociente (1,5·G+1,6·Q) / (G+0,6·Q) entre carga de cálculo total por resistencia y la de la combinación cuasipersistente[5]

---

[1] No las debidas a retracción plástica

[2] [Que podría ser síntoma de reventamiento]

[3] [Las situaciones *poco probables* se calculan a partir de (G+Q). Considerando que la sección elegida incluye un coeficiente de seguridad de 1,5 por material, y uno del orden de 1,54 por acciones, las tensiones de compresión no pueden superar del orden de 1/1,5/1,54 = 0,43 de la resistencia característica, por lo que, en obras de arquitectura, la condición parece cumplirse muy holgadamente. En la fase transitoria de construcción, el peso propio rarísima vez supone la mitad de la carga total, lo que significa tensiones del orden de 0,2 de la resistencia característica a 28 días. Debido a que el hormigón presenta ya a los tres días una resistencia del 55% de la característica, incluso en esas condiciones se cumpliría lo requerido]

[4] [La tabla no procede del texto original de EHE sino de los comentarios incluidos en la publicación del Ministerio de Fomento]

[5] [Como en las obras de arquitectura (1,5·G+1,6·Q) es del orden de 1,54·(G+Q) y (G+0,6·Q) es aproximadamente 0,8·(G+Q), γ_p es del orden de 1,54/0,80 = 1,9. Incluso suponiendo armadura estricta, es decir $A_{s,nec} = A_{s,real}$ la tensión de la armadura no puede superar $f_{yk}/1{,}15/1{,}9$ o sea 180 N/mm² en acero B400 y 225 N/mm² en acero B500, por lo que, en vigas no hay que comprobar expresamente fisuración si se cumple:

Tipo de acero	Diámetro máximo	Separación máxima
B400	ϕ25	0,25 m
B500	ϕ20	0,20 m

]

La comprobación general de fisuración por tracción de hormigón armado,[1] es que la *anchura característica de fisura* transversal a la tracción sea inferior al valor:

Ambiente I	Obras de arquitctura en general, interiores secos	0,4 mm
Ambiente IIa, b	Hormigones vistos y de cimentación	0,3 mm
Ambiente IIIa, IV	Vistos en zonas costeras o en contacto con agua salada	0,2 mm

La anchura característica de fisura en vigas tiene el valor:[2]

$$w_k = 1{,}7 \cdot (2{\cdot}c + 0{,}2{\cdot}s + 0{,}02{\cdot}\phi{\cdot}A_c/A_s) \cdot (1-0{,}5{\cdot}(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) \cdot \sigma_s/E_s$$

siendo:

c recubrimiento de hormigón

s valor igual a la distancia entre armaduras longitudinales, pero no mayor de $15{\cdot}\phi$

ϕ diámetro de la armadura traccionada más gruesa

A_c área de hormigón implicada en la tracción, según figura **49.1**, siendo $a = 7{,}5{\cdot}\phi$

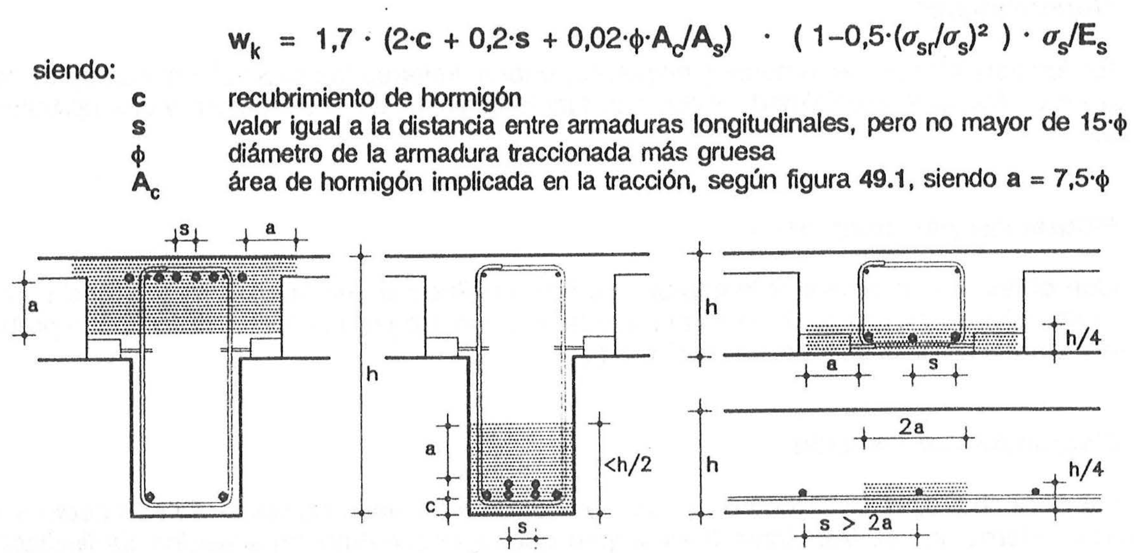


Figura 49.1 Área implicada en la tracción

A_s sección total de las armaduras traccionadas

σ_{sr} tensión de la armadura en sección fisurada, para el momento con el que, en sección no fisurada, se alcanza la resistencia media de tracción, 2,6 N/mm² para HA25,

σ_s tensión de la armadura en la sección fisurada; puede tomarse el valor $M/0{,}9{\cdot}d{\cdot}A_s$ siendo **M** el valor de cálculo correspondiente a combinación *cuasipersistente*, o bien el valor $f_{yk}/\gamma_s/\gamma_{fp} \cdot A_{s,nec}/A_{s,real}$

49.4 Fisuración por esfuerzo cortante

En piezas con estribos perpendiculares,[3] la fisuración debida a esfuerzo cortante es tolerable, si el intervalo entre estribos no rebasa:[4]

$V_d / f_{cv}{\cdot}b_o{\cdot}d$	1	2	3	4	5	6	
B400	0,30	0,30	0,30	0,25	0,20	0,15	
B500	0,30	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	m

si la sección real de estribos es superior a la estrictamente necesaria, el término $V_d / f_{cv}{\cdot}b_o{\cdot}d$ podrá reducirse por $A_{s,nec}/A_{s,real}$

---

[1] En hormigón pretensado los valores son respectivamente 0,2 mm, 0,2 mm y 0 mm para armadura postesa, y 0,2 mm, 0 mm y 0 mm cuando es pretesa, y en ambos casos se refieren a combinación *frecuente*. El valor 0 mm significa que no deben aparecer tracciones en el hormigón, estado que se conoce como de límite de *descompresión*. [En el anejo **P** se ofrece la formulación de fisuración aplicada a ese caso. En edificios, las comprobaciones de fisuración en elementos pretensados se refieren, por lo general, al caso de viguetas, siguiendo las prescripciones de EF-96]

[2] El primer factor es la separación máxima entre fisuras, longitud en la que hay deslizamiento entre acero y hormigón. El segundo es la diferencia entre deformaciones medias de acero y hormigón en esa longitud.

[3] Si los estribos son oblicuos, el cociente $V_d / f_{cv}{\cdot}b_o{\cdot}d$ debe multiplicarse por $\sin\alpha{\cdot}(\sin\alpha+\cos\alpha)$ que apenas varía entre 1,0 y 1,2 por lo que su incidencia es escasa. [Lo relevante de la oblicuidad de estribos es que permite alcanzar valores más elevados de dicho cociente]

[4] [En vigas de canto inferior a 0,50 m es más limitativa la condición de **44.3**, por lo que este artículo apenas afecta a obras de arquitectura]

50. DEFORMACIÓN

50.1 Generalidades

Las deformaciones de los elementos estructurales deben limitarse[1] en función de las repercusiones de tipo funcional, estético o de daños a otros elementos constructivos.

50.2 Luz máxima para no calcular flecha

El procedimiento general del cálculo de la flecha[2] es un análisis paso a paso en el tiempo,[3] con doble integración de las curvaturas a lo largo de la pieza.[4] Como simplificación, en vigas o losas, en el interior de edificios,[5] de sección constante,[6] sometidas a flexión, es innecesaria la comprobación de flecha en los tramos cuya esbeltez,[7] **L/h**, es menor que:

Tipo de sección	**Sección relativa de armadura** ρ	**x/d**	**Tensión de servicio de la armadura** σ_s (N/mm²)							
-de canto	0,012	0,37	270	230	180	120	60	-	-	-
	0,010	0,30	-	-	260	200	150	90	-	-
- en te	0,008	0,24	-	-	-	260	210	150	90	-
	0,006	0,20	-	-	-	-	250	200	150	80
- losas	0,004	0,16	-	-	-	-	270	230	175	120
Sustentación[8]										
1. Voladizo			5	6	6	7	7	8	9	10
2. Viga doblemente apoyada			12	13	14	16	18	20	22	24
3. Losa sobre soportes										
recuadro de borde o esquina			14	15	16	18	20	22	26	29
recuadro interior			15	16	18	20	22	24	27	30
4. Viga continua, tramo extremo			16	17	18	19	21	23	25	28
5. Viga continua-continua			17	18	20	23	26	28	30	33

Esbeltez L/h máxima para no comprobar flecha

---

[1] [Si la deformación de lo que se proyecta como estructura es muy grande, otros elementos constructivos, no previstos para ello, pueden suplantar su papel, de manera impredecible e insegura, con resultados indeseables. La versión original de EHE dice cómo calcular la flecha pero no qué valores son tolerables, imposibilitando en la práctica su comprobación]

[2] *Flecha total a plazo infinito* es la formada por la flecha instantánea de todas las cargas más la diferida de cada componente *permanente*, producida a partir de su actuación; *flecha activa* respecto a un elemento dañable es la producida a partir del instante en que se construye, igual a la total menos la que ya se había producido entonces. [En ocasiones la peor distorsión de la planta no sucede en el sentido del elemento analizado]

[3] [En obras de arquitectura no está codificada ni convenida la historia de aparición de las acciones]

[4] [En esta instrucción sólo está codificada la curvatura promedio en términos de pieza, que no permite la doble integración citada. En elementos redundantes o hiperestáticos la solicitación realmente actuante depende de la compatibilidad de deformaciones, lo que exigiría hacer intervenir la rigidez de este apartado no tanto en el cálculo de flechas cuanto en el de análisis de solicitaciones. La práctica habitual ha consagrado un, —poco fundamentado—, cálculo de deformaciones a partir de solicitaciones obtenidas en función una rigidez diferente de la usada en la evaluación de la flecha]

[5] En otro tipo de ambientes, el canto debe aumentar lo necesario para cubrir el recubrimiento adicional.

[6] [En el sentido nominal o geométrico; según el artículo **18**, las secciones usuales no son estrictamente constantes ni siquiera en su valor total, y en el fisurado menos aún]

[7] [En la versión original los valores se refieren a **L/d**; para proyecto son más útiles los de **L/h**]

[8] El caso 2, de viga doblemente apoyada, incluye también el de la losa uni o bidireccional simplemente apoyada en dos bordes opuestos. El caso 4, de sustentación apoyada-continua incluye la losa uni o bidireccional con continuidad en un sólo lado. (Un extremo se considera continuo cuando en ese punto el momento supera el 85% del de empotramiento perfecto). El caso 5, de sustentación continua-continua, incluye la losa con continuidad en dos lados opuestos.

siendo:

- ρ — en secciones de tipo rectangular,[1] área relativa de la armadura estrictamente necesaria por resistencia (en estado límite último) a la útil de hormigón, de valor $\mathbf{A_{s,nec}/b \cdot d}$ medida en la *sección de referencia*;[2]
- **x/d** — profundidad relativa del bloque comprimido estrictamente necesario por resistencia (en estado límite último),[3]
- σ_s — tensión del acero en las secciones críticas, para el área realmente dispuesta y la combinación *cuasipersistente* de acciones, de valor aproximado $\mathbf{M/0{,}9 \cdot d \cdot A_{s,real}}$ o también como[4] $f_{yk}/\gamma_s/\gamma_{fp} \cdot A_{s,nec}/A_{s,real}$
- **L** — luz[5] de la pieza o losa; en losas bidireccionales sobre apoyos lineales se refiere a la luz menor, y en el caso de apoyos puntuales, a la mayor
- **h** — canto geométrico total de la viga o losa.[6]

50.3 Cálculo de flechas

Si se necesita calcular la flecha en la fase de proyecto, se considerará una historia de carga verosímil, identificando la edad de la aparición de cada componente de la carga total,[7] y calculando,[8] de cada instante y etapa, y por separado, la flecha instantánea y la diferida, para obtener, a partir de ellas, la *total* y la *activa*, sobre el elemento dañable construido a la edad **j**, que tienen el valor:[9]

$$\delta_{tot} = \Sigma_{i \geq 1} (1 + \lambda_i) \cdot \delta_{ins,\,i}$$

$$\delta_{act,\,j} = \Sigma_{i \leq j} \lambda_j \cdot \delta_{ins,\,i} + \Sigma_{i > j} (1 + \lambda_i) \cdot \delta_{ins,\,i}$$

siendo:

$\delta_{ins,\,i}$ — la flecha instantánea provocada por la aparición de un incremento de carga en la edad **i**, que se obtendrá como una fracción de la flecha instantánea de carga total, igual a la fracción de carga, es decir:

$$\delta_{ins,\,i} = \alpha_i \cdot \delta_{ins,tot}$$

siendo $\alpha_i = q_i / q_{tot}$

---

[1] [La versión original de EHE no da el significado de ρ. En secciones con forma diferente de la rectangular, como son usualmente las de edificios, puede entrarse con el valor de **x/d**, que no aparece en EHE]

[2] En piezas apoyadas, la de vano, en voladizos la de arranque, y en piezas en continuidad la de vano. [En piezas continuas, la versión anterior definía como secciones de referencia las de extremos y la de vano]

[3] [En vigas planas y forjados, tanto unidireccionales como reticulados, el valor de **x/d** oscila alrededor de **0,20** a momento positivo, mientras que a momento negativo puede superar **0,30**]

[4] [Variable implícita en la versión original de EHE. Para armadura estricta de acero B500S el valor se sitúa de ordinario entre 225 N/mm² y 200 N/mm²]

[5] [De acuerdo con una regla ancestral, como luz no debe tomarse un valor superior a la neta —entre caras de elementos sustentantes— más el propio canto del elemento a flexión]

[6] [En los comentarios que se han añadido en la publicación del Ministerio de Fomento se indica que si la flecha máxima tolerable es menor de **L/250** la total o **L/400** la activa, los valores de la tabla pueden reducirse en la misma proporción, lo que significa que se da por supuesto que esa es la flecha tolerable de los casos usuales]

[7] [En obras de arquitectura basta considerar, por separado, peso propio, tabiquería o en su caso cerramiento, solado y uso, precisando, sobre todo, orden de aparición y tiempo de ejecución total de la obra. Debido a que no influye en la flecha activa, que habitualmente es la crucial, se puede partir del instante y carga en la que se construye el elemento dañable, pudiendo ignorar todo lo relativo a las etapas anteriores, en particular la entrada en carga del peso propio y las fases de carga adicional y descarga provocadas por el hecho del apuntalado sucesivo de plantas]

[8] [Si, para la determinación de la armadura, se *redistribuyen* los momentos, cosa que no puede hacerse para cálculo de flecha, la sección de vano estará en condiciones muy favorables de inercia, falseando el resultado, que, teniendo en cuenta la de las secciones extremas, en situación contraria, llevaría a un resultado más ponderado. Tal como se define en EHE la sección *de referencia*, la mejor estrategia para reducir la flecha pasa, sistemáticamente, por redistribuir lo más posible]

[9] [La versión original de EHE no contiene las fórmulas explícitas]

calculándose la flecha instantánea de carga total a partir de la formulación clásica,[1] en función de sustentación, carga y luz, pudiendo, del lado de la seguridad, adoptar, como rigidez, el valor fisurado[2] de la sección *de referencia*:

$$E \cdot I = E_s \cdot A_s \cdot z \cdot y$$

siendo:

E_s módulo de elasticidad del acero, 200.000 N/mm²
A_s área realmente dispuesta de armadura traccionada
z brazo de palanca de la sección[3]
y distancia de la fibra neutra a la armadura traccionada en la sección fisurada suponiendo comportamiento elástico de la sección[4]

λ_i el factor para obtener la componente diferida a plazo infinito, por retracción y fluencia, de cada componente permanente de carga, que aparece a la edad **i**, de valor:[5]

edad	0	0,5	1 mes	3	6	1 año	5 años
λ_i	2,0	1,5	1,3	1,0	0,8	0,6	0,0

si en la sección crítica existe armadura de compresión, el factor λ podrá dividirse por 1+50ρ, siendo ρ la sección relativa de armadura comprimida a la del nervio de la viga[6].

---

1 [Para algunos casos tipo, la formulación es:

Voladizo	$\delta = M_v \cdot L^2 / 3 \cdot EI$
Viga apoyada	$\delta = M_o \cdot L^2 / 10 \cdot EI$
Viga continua en un extremo	$\delta = (M_o - 0{,}15 \cdot M_1) \cdot L^2 / 10 \cdot EI$
Viga continua en ambos extremos	$\delta = (M_o - 0{,}1 \cdot M_1 - 0{,}1 \cdot M_2) \cdot L^2 / 10 \cdot EI$

siendo M_v el máximo del voladizo, M_o el de vano y M_1 y M_2 los de los extremos en continuidad]

2 Si se desea mayor precisión puede tomarse, como rigidez, el producto del módulo de elasticidad del hormigón a la edad **i** por la inercia *equivalente*, de valor:

$$I_e = I_{fis} + (M_{fis}/M_a)^3 \cdot (I_{tot} - I_{fis})$$

siendo:

I_{fis} inercia fisurada igual a $E_s/E_c \cdot A_s \cdot z \cdot y$
M_{fis} momento flector nominal de fisuración, de valor $f_{ct} \cdot I_{tot}/y'$; siendo:
  f_{ct} igual a $0{,}37 \cdot f_{ck,i}^{2/3}$ con $f_{ck,i}$ y f_{ct} en N/mm²; para HA25 a 28 días: 3,2 N/mm²
  y' distancia de la fibra neutra a la armadura traccionada en la sección total sin fisurar
M_a momento flector existente en la sección; [en elementos hiperestáticos, calculado teniendo en cuenta la rigidez obtenida según este apartado; para este círculo vicioso, sin solución por ahora, se puede tomar el obtenido del análisis elástico, sin redistribuir, a partir de la inercia total de las secciones]
I_{tot} momento de inercia de la sección total, no fisurada; [en vigas planas y elementos esbeltos debe considerarse la aportación de la armadura, tomando cada cm² de acero como **n** cm² de hormigón, siendo **n** el coeficiente de equivalencia, de valor $E_s/E_c = 8$], pero en ningún caso se tomará $I_e > I_{tot}$

3 [En ausencia de cálculos detallados, en vigas de interior de edificios, puede tomarse $z \cdot y = 0{,}5 \cdot h^2$]

4 [Para carga uniforme, armadura estricta B500S, con seguridad normal ($\gamma_s = 1{,}15$ $\gamma_f = 1{,}54$), y en casos hiperestáticos determinando la armadura por igualación de momentos, queda:

Voladizo	$\delta = qL^4/4 \cdot EI$	$\delta = 0{,}000\,35 \cdot L^2/y$
Viga apoyada	$\delta = qL^4/77 \cdot EI$	$\delta = 0{,}000\,15 \cdot L^2/y$
Empotrada apoyada	$\delta = qL^4/185 \cdot EI$	$\delta = 0{,}000\,09 \cdot L^2/y$
Doblemente empotrada	$\delta = qL^4/384 \cdot EI$	$\delta = 0{,}000\,06 \cdot L^2/y$

]

5 [Si, como componentes de carga se supone: (1) peso propio, (2) tabiquería, (3) solado y (4) ocupación, y considerando la simplificación de una nota anterior, como expresiones de cálculo de flecha total y activa, con relación a la flecha instantánea de carga total, siendo $\alpha_i = q_i / q_{tot}$ pueden tomarse:

$$\delta_{tot} / \delta_{ins} = \alpha_1 \cdot (1+\lambda_1) + \alpha_2 \cdot (1+\lambda_2) + \alpha_3 \cdot (1+\lambda_3) + \alpha_4$$

$$\delta_{act} / \delta_{ins} = \alpha_1 \cdot \lambda_2 + \alpha_2 \cdot \lambda_2 + \alpha_3 \cdot (1+\lambda_3) + \alpha_4$$

]

6 [Por ejemplo, tomando valores habituales en viviendas, para los escalones indicados en la nota anterior sería j = (1 3 6 ∞) meses, α = (0,40 0,15 0,15 0,30), y λ = (1,3 1,0 0,8 0,0), de donde:

$$\delta_{tot} / \delta_{ins} = 0{,}4 \cdot 2{,}3 + 0{,}15 \cdot 2{,}0 + 0{,}15 \cdot 1{,}8 + 0{,}3 \qquad \delta_{tot} = 1{,}8 \cdot \delta_{ins}$$

$$\delta_{act} / \delta_{ins} = 0{,}4 \cdot 1{,}0 + 0{,}15 \cdot 1{,}0 + 0{,}15 \cdot 1{,}8 + 0{,}3 \qquad \delta_{act} = 1{,}1 \cdot \delta_{ins}$$

que representa el orden de magnitud usual de la relación entre las variables implicadas]

XII. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

52. MUROS DE HORMIGÓN EN MASA

En los muros construidos con hormigón sin armaduras, tales como los de carga o de sótano,[1] la comprobación debe tener en cuenta un incremento de excentricidad por pandeo,[2] Δe, de valor:

Esbeltez[3] ℓ/b	10	12	15	20	25
$\Delta e / b$	0,07	0,10	0,16	0,28	0,42

siendo:

- ℓ longitud de pandeo; la altura del muro si tiene la coronación arriostrada; si la tiene libre es el doble de su altura,[4] véase figura 52.1.
- **b** ancho del muro; en general es 2·**c**, siendo **c** la mínima distancia del baricentro de la sección a una recta rasante a su perímetro, véase figura 52.2

el elemento se comprueba[5] en la sección afectada por el pandeo,[6] con una excentricidad de componentes (e_x, $e_y + \Delta e$), y en cada extremo con su correspondiente excentricidad (e_x, e_y).

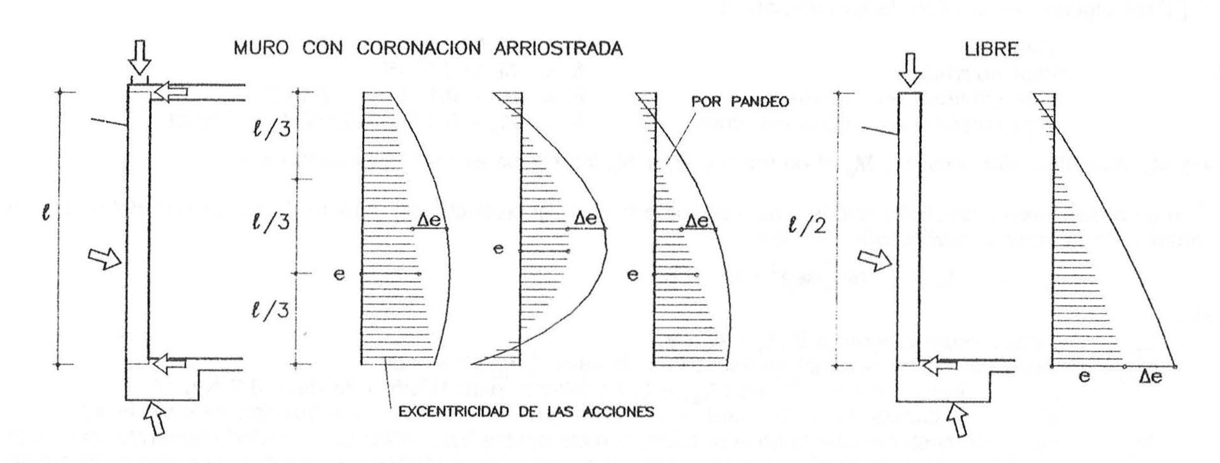


Figura 52.1 Trayectoria de carga y aumento por pandeo

A efectos de comprobación se supondrá además, un incremento de excentricidad, que, en cada dirección, por separado, es de 0,02 m, y si el canto supera 0,40 m es del vigésimo del canto. La sección es segura si el cociente entre la compresión de cálculo y la fracción de sección cobaricéntrica con la solicitación (sección eficaz) es menor de 11 N/mm², y si el cociente entre el esfuerzo cortante y la sección eficaz a compresión es menor[7] que 1,5 N/mm²

---

[1] Pueden tener una ligera armadura sólo para reducir los efectos de la fisuración, generalmente en forma de mallas junto a los paramentos.

[2] Que cubre la deformación por fluencia en ambiente medio.

[3] [Una esbeltez de 25 es claramente insuperable]

[4] Si existen muros transversos, afectada por el factor de reducción $\sqrt{(s/4L)}$ siendo **s** la separación entre dichos muros, y **L** su altura.

[5] El valor corresponde aproximadamente a la expresión $\Delta e/b = 0{,}0007\cdot(\ell/b)^2$. Si se desea más precisión, se puede usar la del texto original que es $\Delta e = 15\cdot(b + e)\cdot(\ell/b)^2/E_c$, siendo E_c el módulo secante de Elasticidad del hormigón, que para HA20 es 23.000 N/mm², y **e** la excentricidad de la sección afectada por pandeo.

[6] Como sección afectada por pandeo se toma, en elementos con coronación arriostrada horizontal, la de máxima excentricidad inicial en su tercio central, y en en elementos con coronación no arriostrada, el valor en la base.

[7] Los valores corresponden a HM20 con control normal; en general son $0{,}85\cdot f_{cd}$ y $f_{ct,d}$ respectivamente.

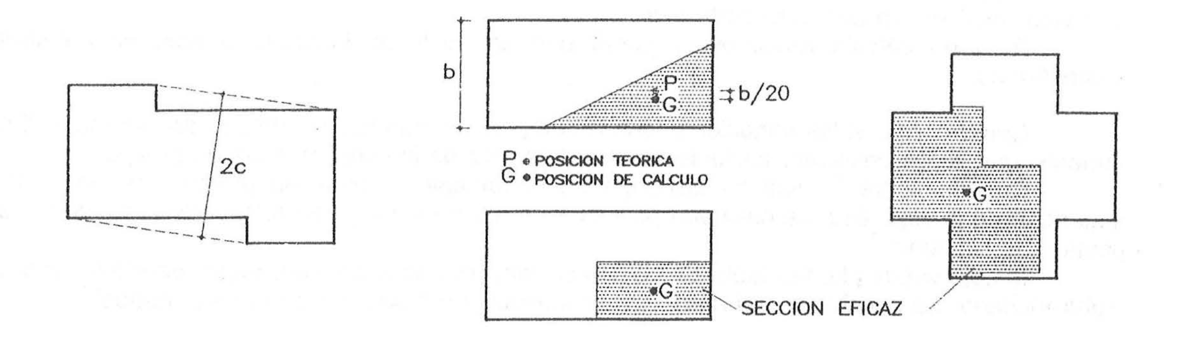


Figura 52.2 Solicitación y sección eficaz a compresión

53. FORJADOS

(Se regulan en la EF-96)[1]

54. [VIGAS PLANAS[2]

54.1 Bases de cálculo

En ausencia de cálculos más precisos, se puede tomar una sección formada por un nervio de ancho igual a la de la parte maciza, y alas de espesor igual a la capa superior del forjado, y amplitud igual a $2 \cdot \mathbf{h}$.

En la sección se podrá computar el sobreancho que definen las bovedillas retiradas en las inmediaciones de los soportes interiores.[3]

En las proximidades de un soporte extremo, no debe adoptarse un ancho mayor que el del soporte más un incremento, a cada lado, igual a la distancia al eje del mismo.[4]

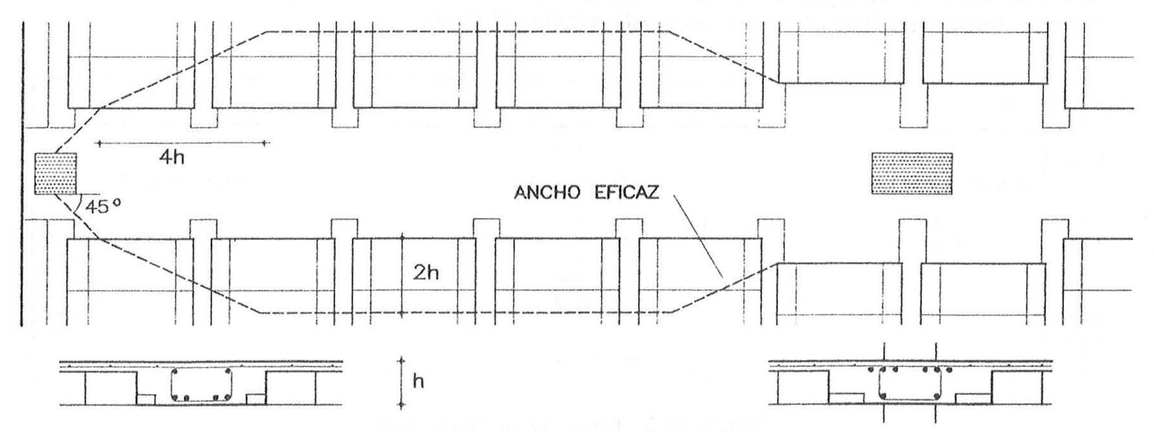


Figura 54.1 Datos geométricos de una viga plana

---

[1] [Véase, del mismo autor, un epítome de dicha norma, con el título *EF ilustrada*, publicada en la ETSAM]

[2] En el texto original, el artículo, destinado a vigas en general, no contiene ningún precepto específico. [El contenido de este apartado es, por completo, una aportación del autor, ante el ausencia de reglas de EHE sobre este tipo de piezas, usadas de manera sistemática en obras de arquitectura. Las cláusulas que siguen son una propuesta acerca de los puntos sobre los que hay que tomar decisión, y representan un estado de la cuestión]

[3] La sección es pues, generalmente variable, no siendo de aplicación las fórmulas habituales, correspondientes a sección constante.

[4] Este efecto, mezclado con el anterior, conduce a momentos de empotramiento perfecto en extremos de pórtico, sensiblemente inferiores a los clásicos, $\mathbf{q}L^2/12$, de sección constante.

Para un análisis elástico, las luces se tomarán no superiores a la neta entre caras de soportes, más medio canto en cada extremo.

Para un cálculo redistribuido podrá partirse de luces tomadas a ejes de elementos sustentantes.

Como carga, si las variaciones sobre la media no superan el 20%, podrá tomarse directamente una carga uniforme, cociente entre la totalidad de la carga y la luz de la viga.

Cuando sobre la viga se disponga un cerramiento o partición pesada, del lado de la seguridad de la viga, ésta se calculará para la totalidad de la carga de dicho elemento desde esa planta a la siguiente.[1]

Si bajo varias plantas tabicadas o con cerramiento, éste se interrumpe, dando lugar a una planta diáfana, se considerará el efecto de acumulación a través de dichos elementos.[2]

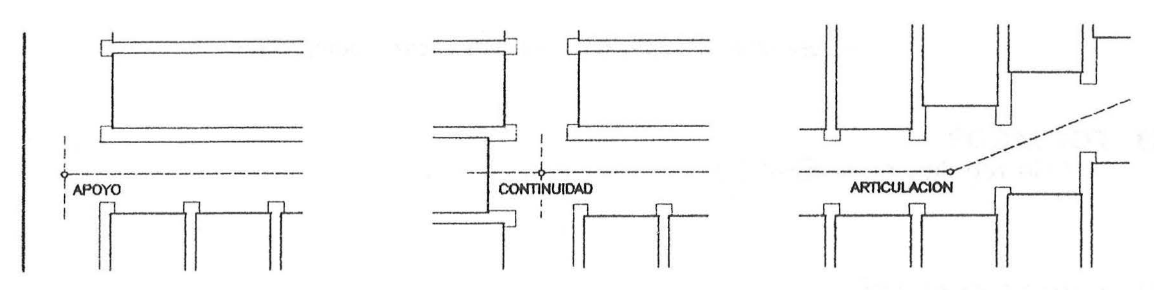


Figura 54.2 Uniones

El extremo de una viga plana que acomete, embrochalada, a otra de igual canto, se considerará en continuidad, si tras ella hay losa, rampa zanca o tramo de forjado; si la viga es de borde, se considerará apoyo simple en el eje de la viga.

Si la viga quiebra de dirección en planta, en ese punto se supondrá articulación.

En los extremos de pórtico, el momento podrá ajustarse al máximo que permita el análisis de bielas del nudo de encuentro de vigas con soportes.

En el caso de soportes metálicos, para el análisis ante acción vertical se podrá simular los soportes como articulaciones, considerando las vigas pasantes sobre ellos.[3]

En el caso de sustentación sobre muros de fábrica, se puede optar por considerar articulación pasante en el punto de paso de la reacción, o bien nudo rígido, confirmando posteriormente que la reacción pasa por un punto interior al muro.

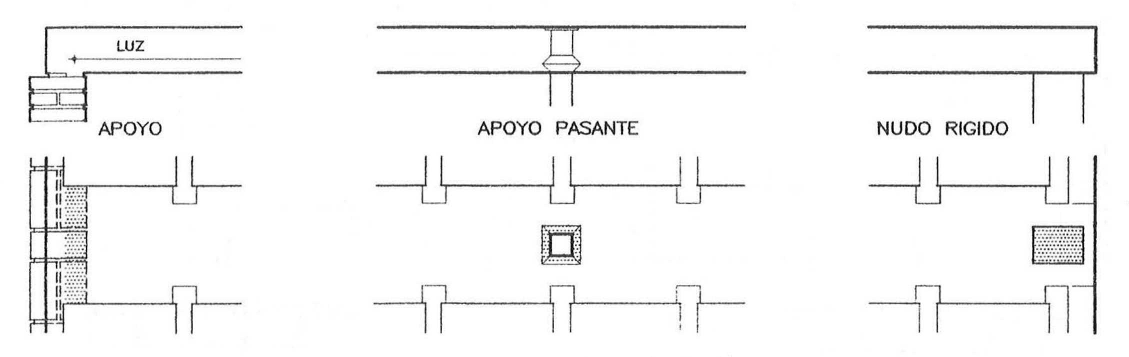


Figura 54.3 Tipos de sustentación

Tras el análisis elástico, si la viga tiene una esbeltez, cociente de luz a canto, no superior a 30, para carga gravitatoria podrá realizarse, en los tramos dominantes, una redistribución que, como máximo, iguale los momentos positivos con los negativos de continuidad.

---

[1] Sin perjuicio de que, del lado de la seguridad del cerramiento o partición, éste se suponga gravitando en buena medida sobre sí mismo a través de todas las plantas.

[2] Por ahora no hay modelo convenido para ello; todo apunta a que, en edificios habituales, el fenómeno está aletargado hasta 5 m de luz, y a partir de ese valor se dispara violentamente.

[3] Para acción horizontal, el nudo se puede considerar como rígido, si bien, debido a la gran deformabilidad de los soportes, el sistema estructural suele confiar la resistencia ante dicha acción a planos verticales triangulados.

54.2 Armadura longitudinal

La armadura longitudinal se obtendrá para los momentos truncados a cara de soportes, considerando en cada punto la sección indicada en el epígrafe anterior.

Es recomendable que las armaduras de cada cara sean todas del mismo diámetro, y en número par, y con un despiece que facilite su confección y su supervisión.

Para los momentos positivos, debido a la colaboración de las alas de la capa superior, en general resultará innecesaria armadura de compresión.[1]

Al menos el cuarto de las armaduras se dispondrá a lo largo de toda la viga,[2] y como poco dos de ellas atravesarán el soporte (caso de hormigón) o se dispondrán a menos de medio canto de sus caras laterales (caso de acero).

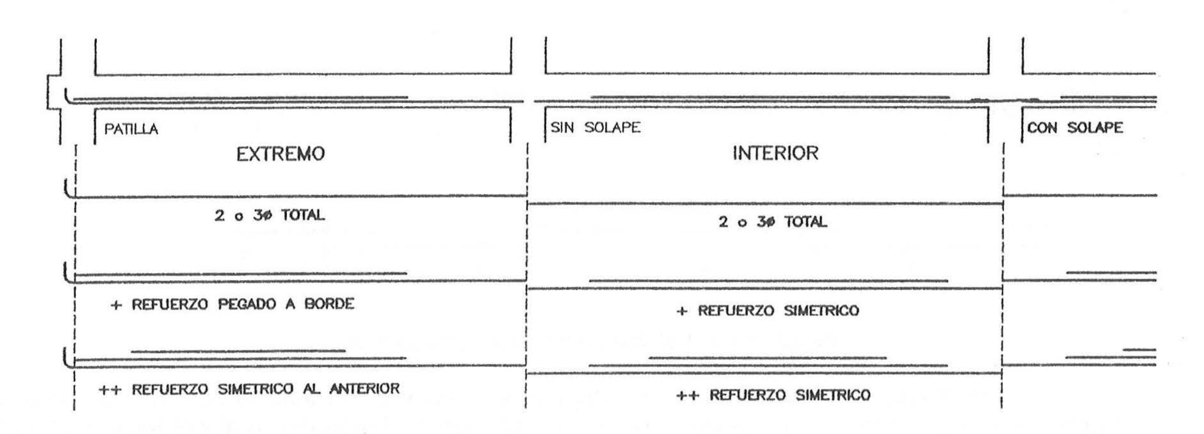


Figura 54.4 Patrones de armadura inferior

Para los momentos negativos de continuidad sobre un soporte interior, el ancho de la sección resistente, a efectos del cálculo de armadura superior, es sólo el del nervio.[3]

Al paso de un soporte interior, se puede computar favorablemente la armadura inferior, comprimida, obtenida por prolongación de la de momentos positivos de vano, siempre que esté anclada y estribada convenientemente.

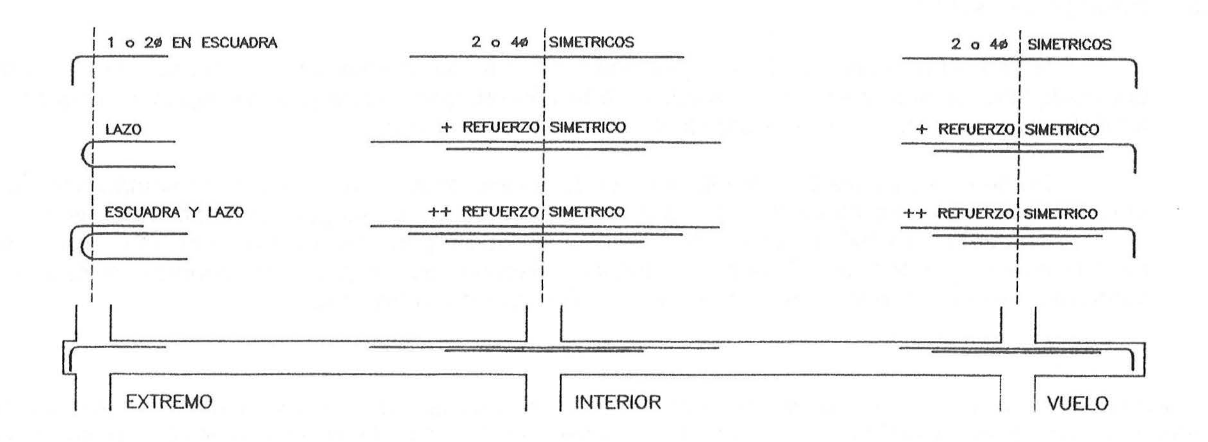


Figura 54.5 Patrones de armadura superior

[1] Debido a esta colaboración, como ancho de nervio suele bastar el mínimo, que rara vez puede bajar de 0,45 m en vigas interiores y 0,35 m en vigas de borde.

[2] Además debe disponerse una por cada rama de estribo.

[3] Este hecho, unido a la disminución de canto mecánico, ocasionado por el mayor número de capas de armadura que hay en la cara superior, da lugar a que, a igualdad de momento, haya más armadura que en la cara inferior, lo que en muchos casos aconseja retirar bovedillas junto al soporte, aumentando así el brazo de palanca.

Si la armadura de montaje superior, una por vértice de estribo, no se cruza sobre el soporte, en al menos su longitud de anclaje, no se computa a momento negativo.[1]

Con luces regulares, la armadura superior está formada de ordinario por armaduras locales sobre cada soporte, siendo recomendable que sean simétricas respecto al mismo.

El máximo momento posible en un extremo de pórtico está fuertemente condicionado por la capacidad de la biela oblicua a través del nudo, por la posibilidad que da de sí la adherencia para intercambiar las tensiones de las armaduras de los bordes opuestos del soporte, y por la limitación de anclaje de las armaduras de la viga en el nudo.[2]

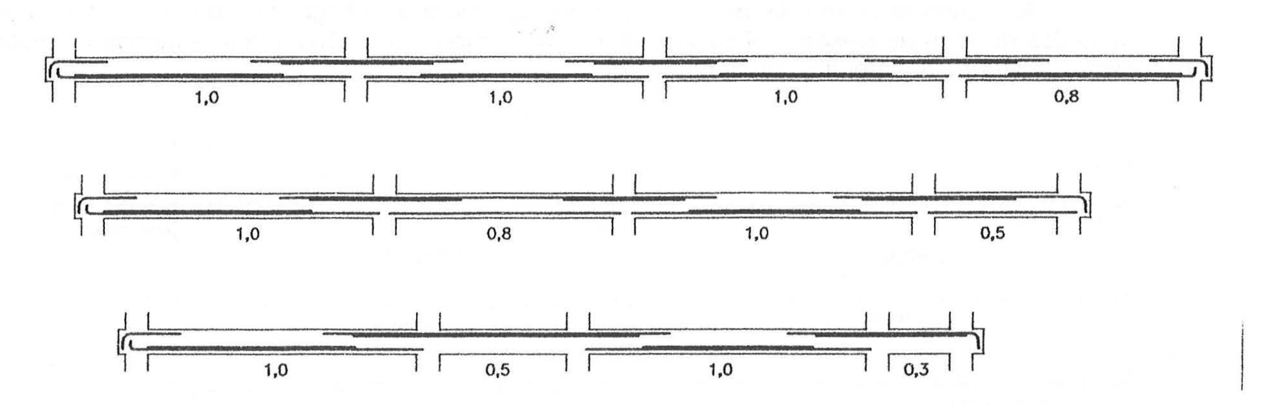


Figura 54.6 Patrones con luces irregulares

Para el cálculo de la armadura superior ante momento máximo de extremo de pórtico, el ancho de la viga está limitada al del soporte,[3] en el caso de hormigón, o al del fuste más medio canto de forjado a cada lado en case de acero. Como armadura de compresión sólo podrá computarse la que exista en dicho ancho, y esté convenientemente anclada tras la cara interior del soporte.

Sobre soporte de hormigón, podrá acudirse a una armadura superior en *lazo*, cuando la compresión garantizada del soporte, considerando sobrecarga nula en las plantas superiores, sea mayor que la tracción supuesta entre ambas ramas del lazo.[4]

Puede acudirse a anclaje en escuadra, siempre que el canto del forjado lo permita, y sólo para armaduras incluidas dentro del ancho de viga citado.

54.3 Flexión ortogonal

Si el ancho del nervio de la viga plana supera al del soporte interior en más de un canto por cualquiera de sus lados, debe calculase la flexión ortogonal resultante de suponer el cortante total de la viga uniformemente repartido en el ancho de su nervio.[5]

En soportes de borde dicha flexión puede solucionarse en ménsula, si se comprueba que el nudo tiene suficiente capacidad en los términos planteados antes para extremo de pórtico.

En cualquier caso puede acudirse a resolver toda o parte de esa transferencia a base de más momento positivo en el tramo de forjado, disponiendo, al paso del soporte, armaduras inferiores, viguetas adicionales o, en último término, vigas transversales.

---

[1] Si no se cruza puede ser de pequeño diámetro, tal como $\phi 8$, pero aun en ese caso vale como armadura de compresión en vano y reduce el desarrollo por anclaje de las demás que se dispongan como refuerzo; si se cruza, se puede acudir a un diámetro mayor.

[2] En algunos casos, tras intentar sin éxito el cumplimiento de todas las condiciones, debe volverse a realizar el análisis, forzando un valor menor de momento en extremo.

[3] Se entiende la traza del soporte, igual a la sección en caso de hormigón, o el borde de la chapa o collarín de engarce cuando es de acero.

[4] El lazo no tiene restricciones de diámetro por anclaje. Pueden disponerse dos lazos concéntricos, pero el montaje es complicado.

[5] Esta flexión ortogonal, el hecho de que la tracción inferior de las viguetas deba tener continuidad hasta el eje del soporte, y lo indicado antes para el ancho aconsejable del nervio, lleva a que en las vigas planas de borde, en las que el soporte propende a disponerse asimétricamente, sea desaconsejable un ancho superior a 0,60 m

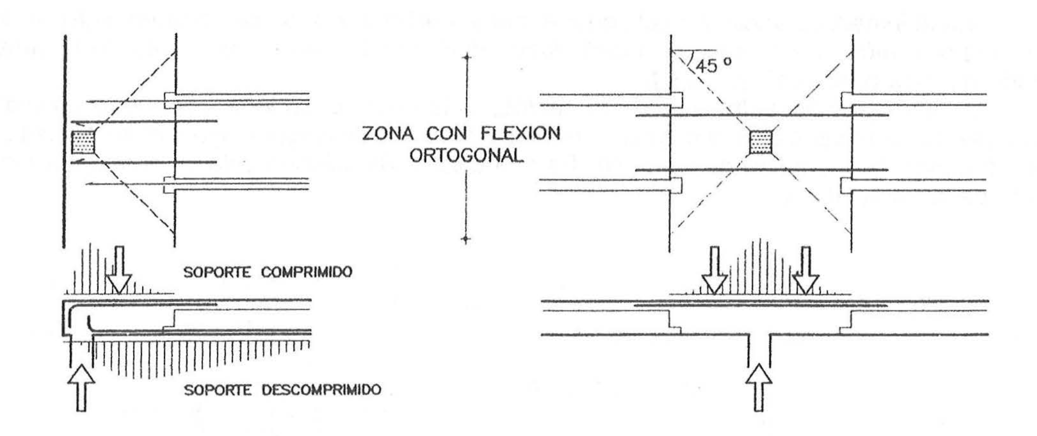


Figura 54.7 Armado ortogonal

En soportes interiores, la flexión ortogonal, en relativo equilibrio a ambos lados del mismo, puede resolverse con armadura negativa, en doble ménsula.[1]

54.6 Estribos

En las zonas de vano en las que el cortante sea inferior al soportable por la viga como hormigón sin estribar, considerando como ancho el del nervio, deberán disponerse un estribado mínimo.[2]

En las zonas en las que el cortante supere la capacidad del hormigón por sí sólo, deberán proyectarse estribos, contando con un ancho de viga igual al del nervio.[3]

Debe haber ramas en número suficiente para que haya al menos una cada 0,40 m de ancho de nervio de viga, disponiéndolas preferiblemente al centro de dicho ancho de influencia.[4]

En las zonas de cortante elevado[5] puede acudirse a aumentar el número de ramas, disponiendo estribos adicionales de ancho superior al usado como base de la ferralla de la viga. En la cara de la viga traccionada por flexión, deben disponerse armaduras longitudinales locales en las esquinas de los estribos.

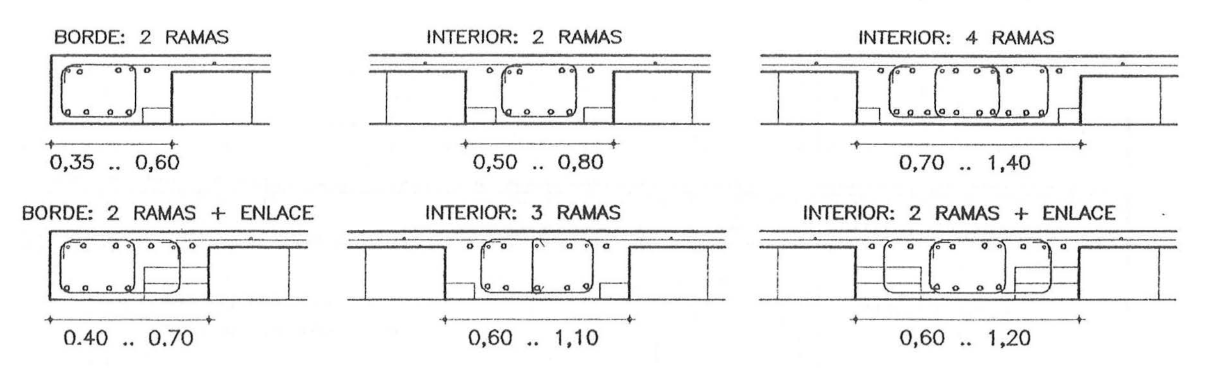


Figura 54.8 Tipos de estribos

[1] Es recomendable la solución con armadura del mismo diámetro y longitud que la de los negativos del forjado.

[2] Lo indicado en 44.4

[3] En general no hay ganancia sensible de capacidad hasta que el intervalo entre estribos baja a menos de medio canto.

[4] Dos ramas dan de pues de sí para vigas de hasta 0,80 m de ancho. Alternativamente si se disponen más distantes, el ancho es sólo el amparado por hasta 0,20 m a cada lado de cada rama.

[5] Aunque la resistencia del hormigón crece con la armadura longitudinal, en los extremos de pórtico no suele ser rentable prolongar la armadura inferior más de lo imprescindible por momento.

En la inmediata vecindad del soporte, como ancho a efectos de cortante, sólo se computa el del soporte más un incremento, a cada lado, igual a la distancia a un punto de la cara lateral situado no más profundo[1] que 0,5·h

A una distancia entre uno y dos cantos de la cara del soporte, se puede considerar un desarrollo de corte igual al ancho anterior más dos laterales de amplitud igual al ancho del soporte, pero no mayor que la mitad de su canto. Para el cálculo de estribos sólo se computan las ramas dentro de la zona citada.

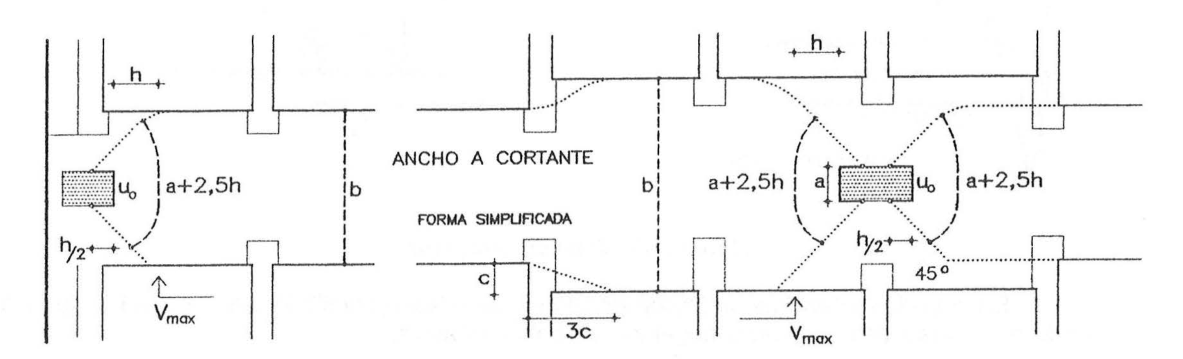


Figura 54.9 Ancho de cálculo a cortante

La comprobación de biela oblicua en las proximidades del soporte se hará con las reglas de punzonado, considerando todos los soportes como extremos..

La densidad de estribos[2] no debe ni interrrumpirse ni disminuir al paso de un soporte.

54.7 Disposición de armaduras

Las armaduras longitudinales inferiores se disponen de ordinario en el interior de la jaula de estribos.[3]

En cada esquina de estribo se dispondrá una armadura en toda la longitud de la viga. Las que pasen por fuera del soporte y se quieran computar a compresión, deberán solaparse una longitud de anclaje; las que pasen por dentro basta que rebasen la cara del soporte 10ϕ.

Al menos un tercio de las armaduras inferiores rebasarán con su longitud de anclaje el punto de momento nulo.[4]

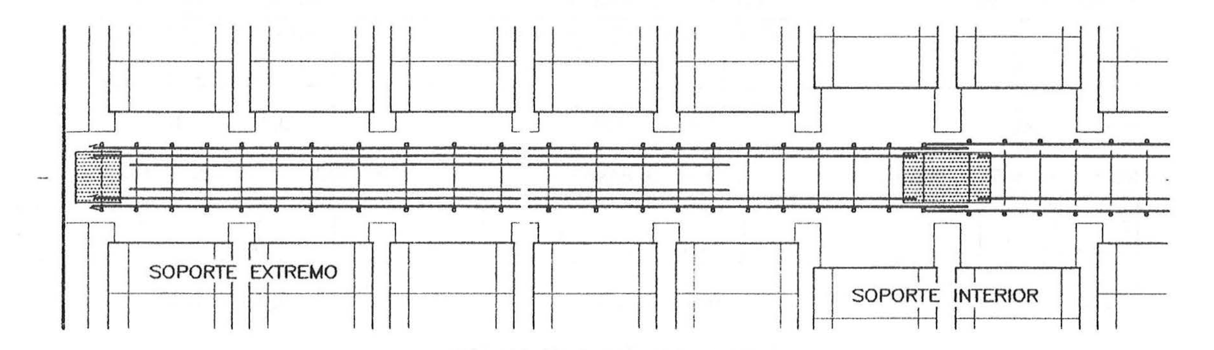


Figura 54.10 Armadura inferior

[1] La regla proviene de las de punzonado, véase 46.

[2] Para que sean computables las armaduras longitudinales comprimidas, el intervalo de estribos debe respetar el intervalo dado en 42.3

[3] Cuando los nervios de forjado están formados por viguetas prefabricadas, la entrega de éstas en la viga impide disponer armadura por fuera del estribo, e incluso, si se acude a estribos de *enlace*, ni siquiera dentro de ellos, pero si no existe ese impedimento, sería incluso ventajoso disponer armadura longitudinal fuera de los estribos, al modo y manera de la armadura superior, pero en ese caso debe estar *cosida* por armadura ortogonal bien anclada.

[4] La regla se suele interpretar como llegar al extremo. No es mala práctica hacerlo.

Las demás armaduras longitudinales inferiores se dispondrán sobre la rama horizontal inferior del estribo, con una separación de al menos 0,025 m entre ellas, promediadas alrededor de las posiciones de las ramas verticales de los mismos.

Las armaduras más largas se disponen en la posición más cercana a las ramas verticales de estribos, y las más cortas en la posición más alejada.

Las que lleguen al extremo del pórtico pendientes de anclaje se rematarán en patilla respetando al menos 0,10 m de la tabica exterior del forjado

En el caso de que, con las reglas anteriores, las armaduras no quepan en el ancho disponible, el resto se dispondrá en una segunda capa,[1] pegadas a algunas de las inferiores, considerando cada pareja como un *grupo* a efectos de su anclaje.[2]

Si, bajo un soporte interior hay momentos positivos, por inversión de momentos, como puede suceder ante una acción horizontal severa, podrá acudirse a solapar más armaduras inferiores, o a disponer bastones de continuidad expresamente dispuestos para esa solicitación invertida.

Si la inversión sucede en el extremo de pórtico, la solución más razonable suele ser la de un lazo en la cara inferior de la viga.

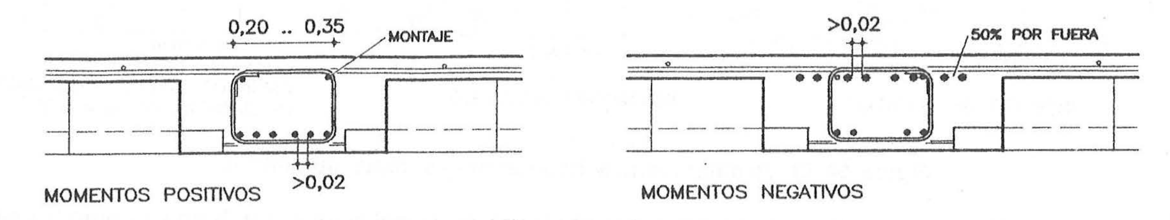


Figura 54.11 Sección de viga plana

En los extremos apoyados, se dispondrá una armadura superior de sección cuarta parte de la máxima inferior de vano, anclada en escuadra en el canto del forjado.

En los puntos interiores articulados, por cambio de dirección de la viga, las armaduras se cruzarán en el ancho de su nervio, disponiendo por dentro las que sean menos relevantes.

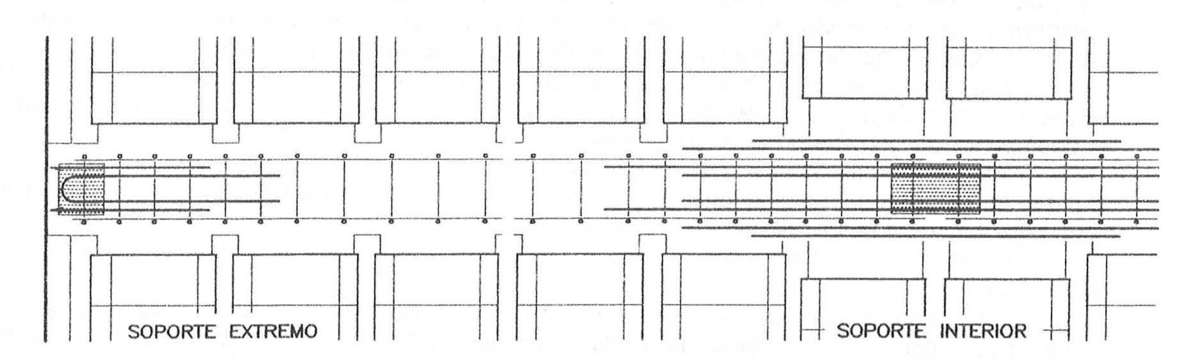


Figura 54.12 Armaduras superiores

Las armaduras superiores de montaje se dispondrán en cada esquina de estribo, incluso en los de enlace o los adicionales.

Las armaduras de refuerzo de continuidad se dispondrán promediadas a ambos lados de cada rama vertical de estribo.[3] Las que se dispongan por fuera de los estribos irán sujetas a las armaduras ortogonales para momento negativo del forjado, dispuestos en el mismo plano que las ramas de estribos de la viga e intercaladas con ellas.

Las armaduras más largas se disponen en la posición más cercana a las ramas verticales de estribos, y las más cortas en la posición más alejada.

---

[1] Si esto no se había previsto, debe recalcularse la sección de armadura a tenor de la pérdida de brazo de palanca que implica esta solución.

[2] Resulta preferible disponerlas lo más separadas posible, siendo ventajoso comenzar por las que se encuentran pegadas a la rama de un estribo.

[3] En el caso más habitual, de dos ramas, en vigas interiores, la regla conduce a disponer aproximadamente la mitad de las armaduras dentro y la otra mitad fuera de los estribos.

En el caso de soporte metálico es recomendable que el número de armaduras y su despiece permita hacer dos paquetes iguales, disponiendo uno a cada lado del fuste.

Cuando la viga es de borde,[1] la disposición suele tener que ser asimétrica, debiendo dejarse por fuera del fuste al menos una armadura si son menos de cuatro y dos si son más.

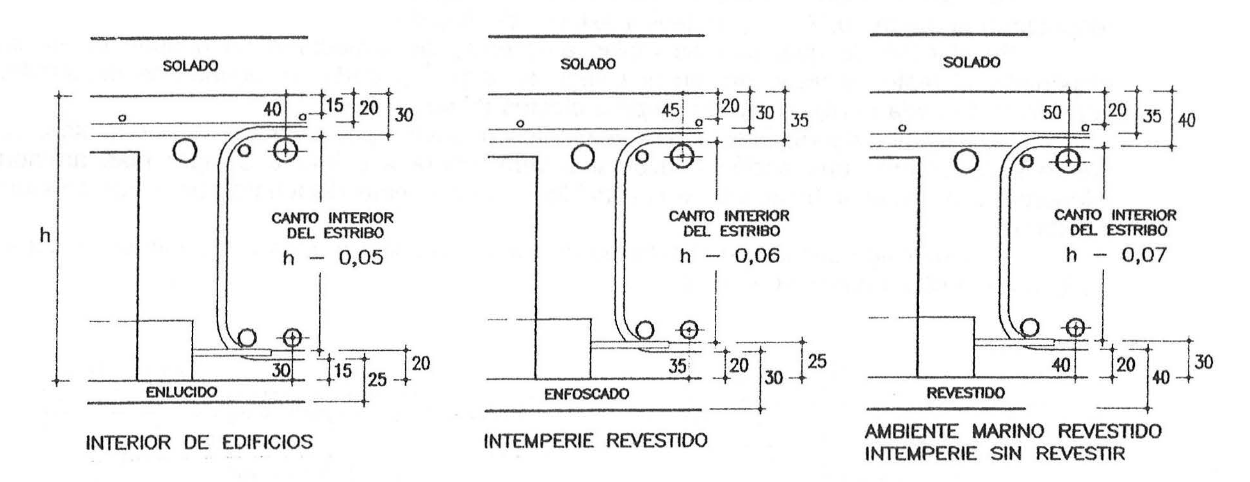


Figura 54.13 Recubrimientos tipo (en mm) y canto del estribo

Conviene acotar con precisión el canto total interior del estribo, rotulándolo como "mínimo", para que en obra no se pierda brazo de palanca respecto a lo proyectado.

54.8 Cálculo de deformaciones

A efectos de la obtención de la luz para la que no hace falta calcular flecha,[2] se podrá interpolar entre los casos de armadura fuerte y débil, según que la profundidad de la cabeza comprimida en la sección de vano sea de 0,37·**d** y 0,16·**d** respectivamente, siempre que en la sección sobre el soporte en continuidad sea del mismo orden de magnitud.

Para el cálculo de la inercia de la sección total de vano se podrá considerarar no sólo la sección de hormigón definida en 54.1, sino incluso la de la armadura longitudinal, multiplicada por el coeficiente de conversión correspondiente.

Para el cálculo de la inercia fisurada y momento de fisuración, se obtendrá la línea neutra a partir de la sección definida en 54.1, teniendo en cuenta la colaboración a compresión de la armadura longitudinal de montaje en la cara superior.

El momento actuante en el centro de vano se obtendrá de un análisis elástico[3] sin redistribuir.[4]

Para tramos esbeltos se puede obtener una buena aproximación segura a la flecha instantánea[5] usando como rigidez la fisurada, función de la sección de armadura traccionada y la profundidad comprimida de la sección de vano][6]

---

[1] En vigas de borde, las armaduras inferiores de los nervios de forjado deben dar cuenta de la flexión hasta el eje del soporte, que es donde se mide la luz del paño. Como usualmente las viguetas no penetran tanto, deben disponerse prolongaciones de armadura o bastones especificamente calculados para ello, dispuestos, habitualmente, por encima de las armaduras inferiores de viga.

[2] Habitualmente la expresión de **L/h** límite se conoce como canto parano calcular flecha. Habida cuenta de que en una planta, reazlizada con un mismo canto, hay multitud de luces diferentes, en la práctica la regla deslinda los tramos en los que no y en los que sí debe comprobarse flecha.

[3] En el que puede tenerse en cuenta la variación de rigidez debida a ancho de nervio, colaboración de la capa superior y armadura traccionda.

[4] Cuanta más redistribución se use para calcular la armadura, menos flecha hay. Para controlar la flecha es muy importante redistribuir al máximo.

[5] La flecha activa y la total pueden referirse a ella a partir de los coeficientes λ de flecha diferida y la historia de carga; véase notas al artículo 50.

[6] Toda viga puede resolverse con cualquier canto, con tal de calcular la sección de acero para que la flecha sea tolerable. En la práctica la sección de acero se dispara en cuanto tiene que sobredimensionarse respecto a lo estrictamente necesario por resistencia, lo que hace muy poco competitiva esa solución.

55. SOPORTES

En los soportes[1] de hormigón que formen parte de pórticos de obras de arquitectura, ejecutados en el tajo, la dimensión transversal debe ser al menos de 0,25 m

56. LOSAS

Si el análisis es elástico, el cálculo de la armadura longitudinal se hará para un momento equivalente, función de los momentos flectores y cruzados[2] que se obtengan en cada punto.

En las losas con sustentación lineal, salvo justificación, el canto total[3] no será inferior a **L**/40 ni a 0,08 m, siendo **L** la luz menor del paño.

En las losas sobre soportes aislados, salvo justificación, el canto total, cuando es constante, no será inferior a **L**/32 si es maciza, ni a **L**/28 si es aligerada, siendo **L** la luz mayor del recuadro entre soportes. En las aligeradas, la separación entre nervios será a lo sumo de 1,00 m, y el espesor de la losa superior será de al menos 0,05 m, disponiendo una malla.

Además, el intervalo entre armaduras principales debe ser a lo sumo de 0,25 m o 2·**h** y el diámetro de la armadura menor de **h**/10, siendo **h** el canto total de la losa. La armadura de una dirección será al menos el 25% de la de la perpendicular. En las aligeradas conviene disponer estribos en los bordes a intervalo no mayor que **h**/2. En cualquier caso, las armaduras inferiores de las bandas de soportes deben ser continuas o solapadas a su paso, al menos dos de las armaduras pasarán por el interior del soporte[4] y en los extremos se anclarán, y el despiece respetará lo indicado[5] en la figura 56.1

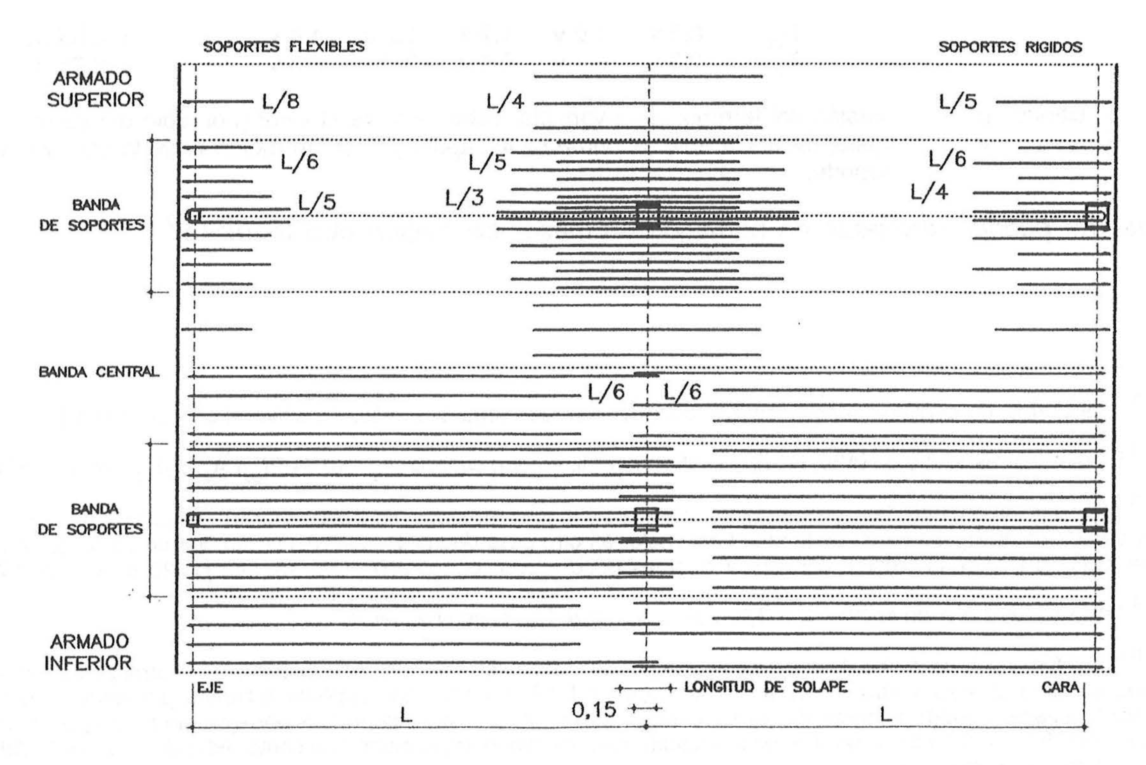


Figura 56.1 Despiece de armaduras en losas con soportes aislados

---

[1] En los circulares puede adoptarse un estribo continuo helicoidal.

[2] En muchos textos se califican, no muy acertadamente, de momentos *torsores*. Véase nota de 59.8

[3] En ocasiones se denominan también placas.

[4] [Cuando es de hormigón o de fábrica; la norma no da la regla cuando es metálico]

[5] [Incluye algunos matices no existentes en la versión original]

57. MUROS DE CONTENCIÓN

[Se rigen por las cláusulas generales de elementos flectados][1]

58. LÁMINAS

Salvo justificación, el espesor de la lámina será de al menos 0,09 m si es plegada, 0,07 m si es de simple curvatura, y 0,05 m si es de doble curvatura.

Además las armaduras se dispondrán rigurosamente simétricas respecto al plano medio de la lámina; su sección será de al menos 2% de la de hormigón,[2] y la distancia entre armaduras será a lo sumo 3·**h** si se dispone una malla central, o 5·**h** si se disponen mallas junto a los dos paramentos.

59. CIMENTACIÓN

59.1 Zapatas simples

Si el canto[3] total de la zapata, en todas direcciones, es superior a h_m

Presión del terreno[4]	**p**	150	200	250	300	400	(kN/m²)
	h_m	0,8·v	1,0·v	1,1·v	1,2·v	1,4·v	> 0,35 m
	h_a	0,3·v	0,4·v	0,4·v	0,5·v	0,5·v	> 0,25 m

siendo: **p** presión del terreno; si es variable, debe tomarse el valor promedio del vuelo,
v vuelo, distancia entre el borde de la zapata y el punto medio entre la cara y el eje del soporte.

la zapata puede[5] realizarse de hormigón en masa[6] sin ningún otro requisito.[7]

---

[1] [La norma no contiene prescripciones sobre muros de carga o de sótano, salvo si son en masa]

[2] El valor corresponde a HA25, B500 y control normal; en otro caso es $A_s = (0,3+5/f_{cd})\cdot A_c\cdot f_{cd}/f_{sd}$ con f_{cd} en N/mm².

[3] [Si es posible elegir, la zapata más económica es la muy armada, pero sin necesitar armadura de cortante, es decir con un canto h_a del orden de la mitad del vuelo; en otro caso del canto que resulte en cuanto se haya alcanzado el terreno que admite la presión convenida o, si, es poco mayor, el canto h_m que permite HM20 en vez de HA25]

[4] Los valores de **p** en kp/cm² son 1,5 2,0 2,5 3,0 y 4,0 respectivamente.

[5] [Con firme muy profundo, la zapata también puede realizarse sobre un pozo, usando dos hormigones, uno pobre o ciclópeo, para el pozo, y otro en masa HM20 o armado HA25 para la parte superior o zapata propiamente dicha; en ese caso la zapata puede hacerse de menor sección que el pozo, dimensionándola por ejemplo para una tensión del hasta 1000 kN/m² (10 kp/cm²), siendo recomendable que el pozo tenga al menos un canto del orden del doble del vuelo que excede de la zapata]

[6] Se refiere a HM20, con seguridad normal; con control reducido el canto debe ser un 10% superior. La expresión general es $h/v > \sqrt{f_{ct}/3\cdot p}$ correspondiente a la capacidad resistente a flexión. EHE impone además la condición de cortante, que lleva a $v/h < 1+f_{ct}/p$ y la de punzonamiento, que lleva a $v/h < \sqrt{1/4+f_{ct}/p}$ [que quedan sistemáticamente cubiertas por la de flexión. En estas dos últimas condiciones se ha interpretado que la resistencia del hormigón es la de tracción, f_{ct}; en la versión original se refiere a una cierta "resistencia virtual de cálculo a esfuerzo cortante" que no está definida; además la resistencia a cortante según el artículo 44 depende linealmente de la armadura longitudinal, que en el caso de zapatas en masa no existe]

[7] [Salvo el de que, en su canto puedan embeberse las esperas o anclajes del soporte, aunque EHE no precisa cómo se determina exactamente su longitud, salvo en el caso, poco habitual, que estén traccionadas, y aun en esas sólo la parte solapada con el soporte. La armadura que entra en la zapata puede determinarse a partir de la sección del soporte, contando con el incremento de resistencia del hormigón, según 60, que en general alcanza $3,3\cdot f_{cd}$]

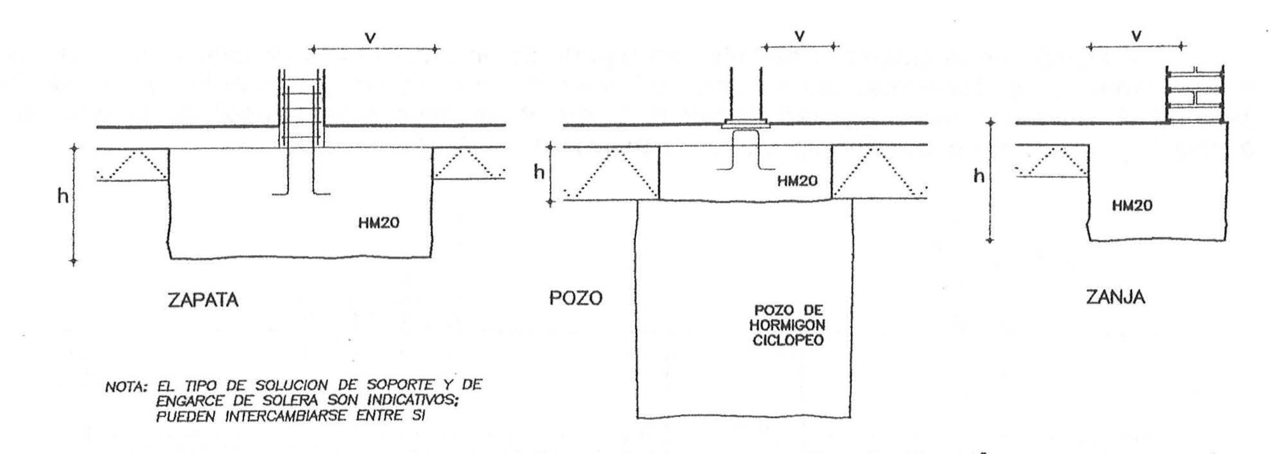


Figura 59.1 Zapatas de hormigón en masa

En otro caso, en las direcciones[1] en que el canto sea inferior a h_m debe disponerse armadura para soportar el momento del vuelo, que da lugar a una tracción:[2]

$$T = F \cdot e / z$$

siendo:

- **F** la reacción del terreno[3] desde el borde de la zapata al eje del soporte
- **e** la distancia entre la reacción **F** y el límite del vuelo; cuando la compresión es centrada,[4] puede tomarse **e** = **a**/4 y **F** = **N**/2; por tanto **T** = **N**·**a**/8 /**z**
- **z** el brazo mecánico de la zapata; para zapatas rígidas (**h** > 0,5·**v**) se puede tomar 0,85·**d** siendo **d** el canto útil de la zapata, distancia entre la cara superior y el plano medio de la armadura.

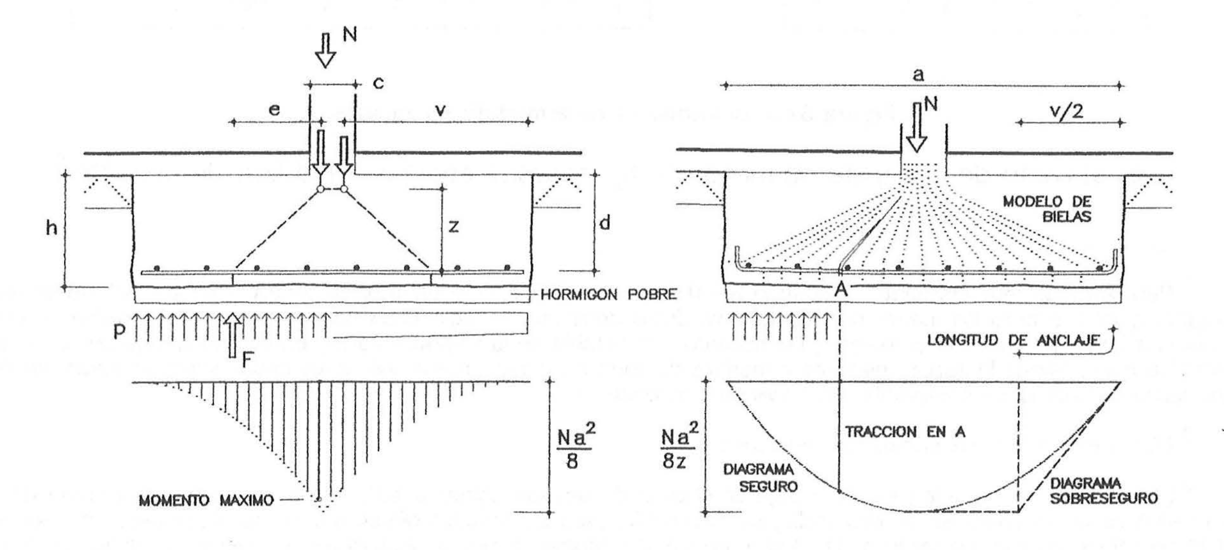


Figura 59.2 Zapatas de hormigón armado

---

[1] [Las zapatas pueden tener vuelos diferentes en cada dirección, o ser, como los soportes, de planta cuadrada, rectangular, circular, triangular, trapecial, etc. Por comodidad, en las figuras se representan rectangulares]

[2] [Cuando la expresión es homogénea puede prescindirse del subíndice de cálculo "d" que aparece en el texto original]

[3] Cuando **h** es mayor de 0,5·**v** (zapatas *rígidas*); en caso contrario (zapatas *flexibles*) el texto original introduce dos matices ; tanto **F** como **e** se miden hasta un punto hacia adentro de la cara del soporte, a 0,15·**c** en caso de soporte de hormigón, 0,25·**c** en caso de fábrica, y a mitad entre el borde de la placa y la cara del fuste en caso de acero. [Estos matices tienen muy poca trascendencia práctica]

[4] [Si la compresión del soporte es muy excéntrica, el momento **N**/2 · **a**/4 se incrementa en **M**/2, siendo **M** el momento en la base del soporte]

La sección de la armadura se obtendrá a partir de una resistencia de cálculo no superior a 400 N/mm², y se dispondrá, uniformemente,[1] sin reducción de sección a lo largo de toda la zapata.[2] A partir del punto a mitad de vuelo, la armadura debe prolongarse[3] su longitud de anclaje[4], [si es preciso doblándola en patilla para lo que falte]

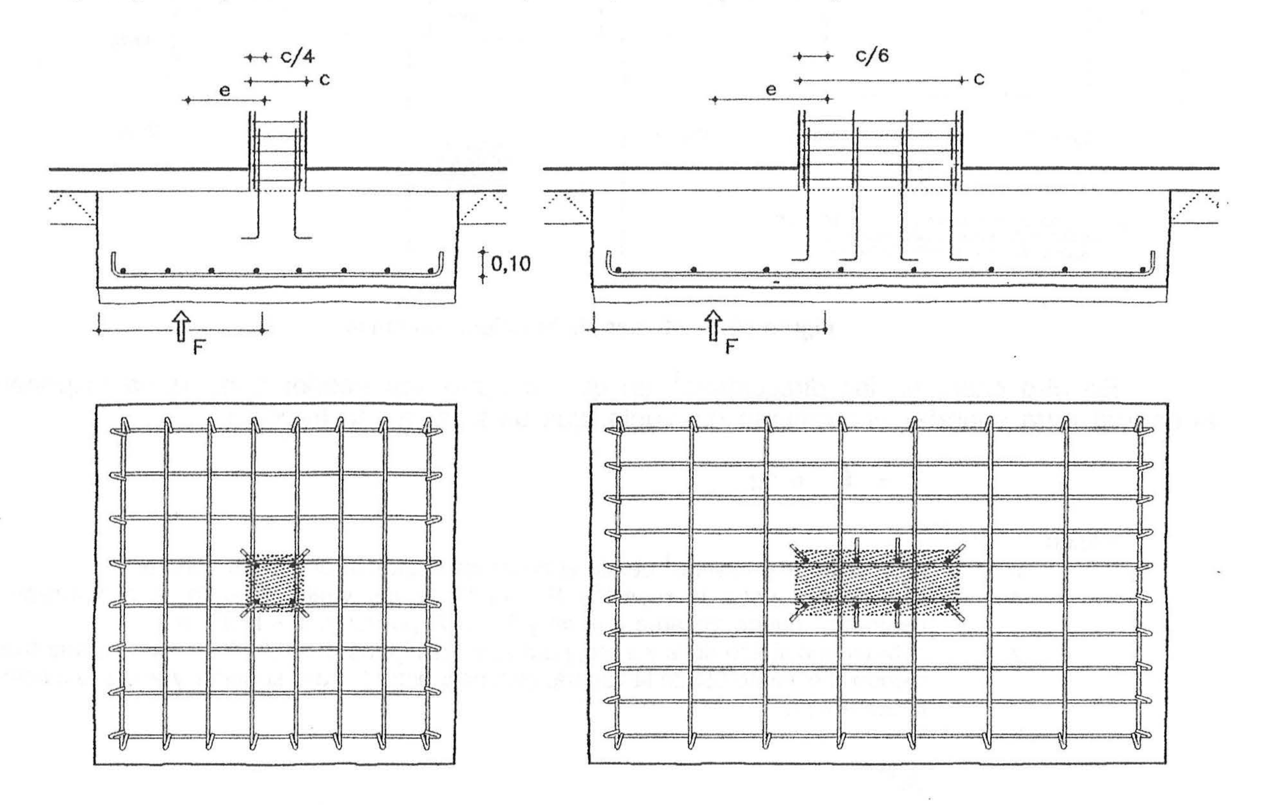


Figura 59.3 Distribución de armadura en zapatas

Si el canto de la zapata es menor de $\mathbf{h_a}$, necesita además armadura de cortante.[5]

---

[1] Para zapatas muy alargadas, y cuando **h** < 0,5·**v**, debe densificarse en la parte central, de manera que en una longitud igual a **b** pero no menor de **c**+2·**h**, haya doble densidad; la regla equivale a disponer uniformemente una armadura 2**a**/(**a**+**b**) veces la obtenida. [De acuerdo con la tabla de la página anterior, en cuanto **h** baje de 0,5·**v**, es probable que además la zapata necesita armadura de cortante, complicación que no es usual, salvo en losas, en las que dicho fenómeno se comprueba en clave de punzonado]

[2] [En rigor en la zona sometida a flexiones]

[3] [La instrucción reenvía para el anclaje en el caso de zapatas rígidas al artículo 66, que, sin definir cómo varía la tensión de la armadura en su desarrollo, es inaplicable; para las flexibles ofrece dos comprobaciones, una, según el artículo 66 a partir de un canto de la sección de máximo momento, que es inaplicable, y a partir de medio canto del borde, suponiendo, del lado de la seguridad, que el hormigón no resiste nada de tracción, o sea, con un modelo de bielas en abanico, como muestra la figura. La regla que aquí se ofrece es una simplificación segura de todas ellas]

[4] [La longitud de anclaje, cuando la armadura es estricta, tiene en este caso el valor:

Diámetro de la armadura	φ12	φ16	φ20
Longitud de anclaje (m)	0,30	0,40	0,60

si se dispone más de la estricta, el valor se reduce en la misma proporción. El doblado en patilla reduce la necesidad de la longitud que falte en un 30%. Las zapatas habituales de edificios no suelen necesitar patilla]

[5] La comprobación de cortante se realiza a un canto de la cara del soporte, que, para no exigir armadura, lleva a la expresión $\mathbf{v/h} < 1+\mathbf{f_{cv}/p_d}$ [Desgraciadamente EHE no ofrece el valor de $\mathbf{f_{cv}}$ y todo apunta a que la expresión dada en el artículo 44, que dice referirse exclusivamente a elementos lineales, no se aplica a zapatas; la expresión del texto procede del valor de $\mathbf{f_{cv}}$ dado en EH-91] Para no disponer ningún tipo de armadura vertical, la comprobación de punzonado, a 2 cantos de la cara del soporte, resulta sistemáticamente cubierta por la de cortante, salvo quizá en los casos en que la presión del suelo es menor de 100 kN/m² (1 kp/cm²), [que generalmente corresponden a alguna variante de losa]

59.2 [Zapatas combinadas[1]

Obtenido el diagrama de momentos de la zapata sometida a la compresión de los soportes y la reacción del terreno, si hay tracciones en la cara superior, ésta deberá resistirse con armadura dispuesta de uno a otro soporte y anclada en escuadra, si es necesario, una vez rebasada su cara exterior.]

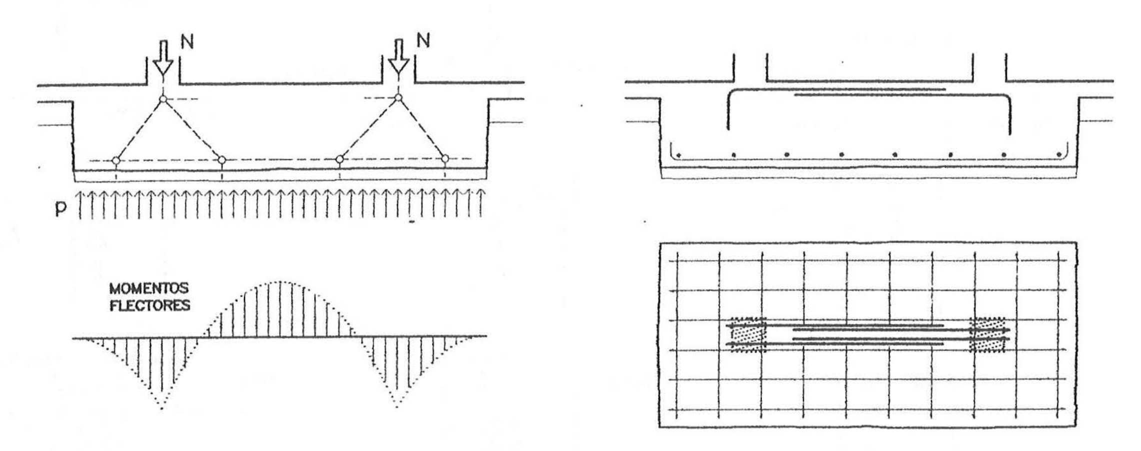


Figura 59.4 Zapatas para dos soportes

59.3 [Zapatas excéntricas[2]

Si no puede haber equilibrio entre la compresión del soporte y la reacción del terreno, como suele suceder en las zapatas de medianería, debe disponerse una estructura auxiliar, tal como una viga centradora,[3] que recoja carga de otro punto de la estructura, habitualmente de otra zapata próxima, y que se arma con las reglas generales de vigas.]

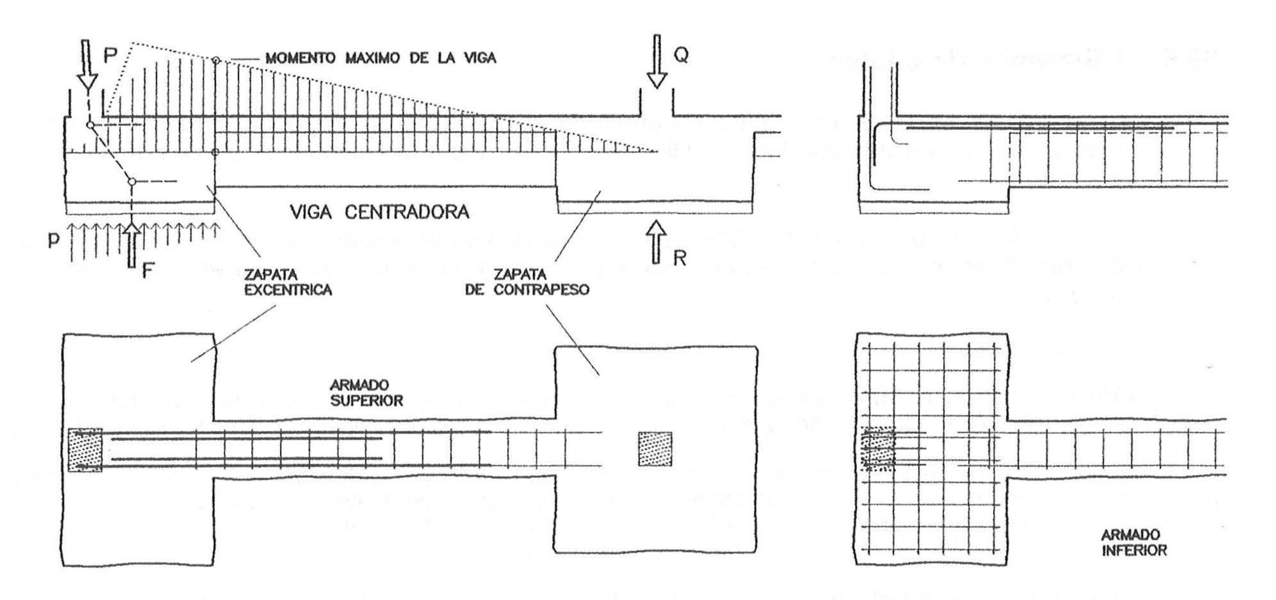


Figura 59.4 Viga centradora

[1] [En EHE no hay preceptos sobre zapatas combinadas, de uso frecuente en obras de arquitectura]

[2] [En EHE no hay preceptos sobre zapatas de medianería, ampliamente utilizadas en obras de arquitectura]

[3] [Resulta conveniente incorporar en el modelo de análisis de la estructura la zapata y la viga centradora. Alternativamente, si el momento en el soporte no es imprescindible por equilibrio, se puede disponer la compresión del soporte del lado favorable, a tenor de la capacidad real del dispuesto. Si la reacción del terreno es una función triangular, usualmente se aceptan puntas 1,25 veces el valor de presión admisible en distribución uniforme]

59.5 [Pilote simple[1]

Cuando se dispone un pilote[2] bajo un punto intermedio de un forjado, deberá calcularse éste para su carga y la reacción del pilote; si se dispone bajo un soporte, habrá que garantizar la transmisión de solicitación de uno a otro, de manera similar a como se hace entre un tramo de soporte y el sucesivo.[3]

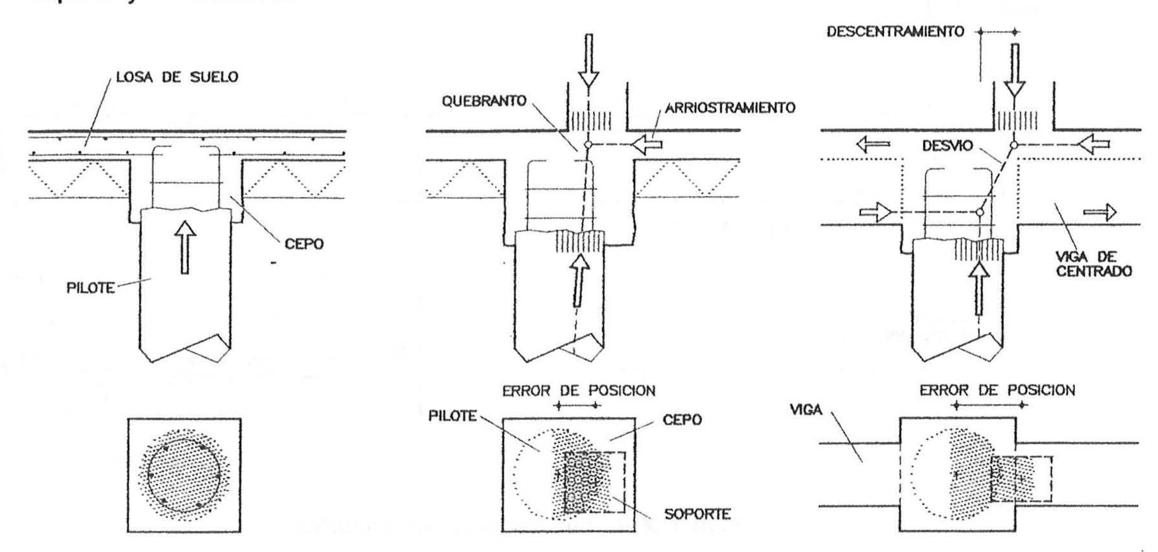


Figura 59.5 Soluciones de pilote simple

En general los pilotes se disponen con poca precisión, por lo que habrá que prever algún sistema que se ocupe de resolver la excentricidad inevitable,[4] calculando el cepo y en su caso la viga centradora, tras constatar la posición real en que ha sido construido cada uno.]

59.6 [Sistemas de pilotes

Cuando, como en el caso de obras de arquitectura, se disponen varios pilotes para un mismo edificio, en general debe acudirse a una estructura intermedia de transición entre pilares y pilotes.

Si se disponen menos pilotes que pilares, deberá proyectarse un sistema de vigas puente o centradoras; en los puntos en que pilar y pilote estén próximos, se usará el modelo de *bielas y tirantes*[5]]

---

[1] [EHE no contiene ninguna restricción o cautela al respecto, lo que en algunos foros se interpreta como desautorización para usar esa solución, que, en obras de arquitectura, es posiblemente la más recomendable]

[2] Los pilotes se comprueban como soportes, considerando que el terreno impide, en buena medida, el pandeo. Los pilotes hormigonados in situ, sin camisa de chapa, se calcularán a partir de un diámetro eficaz:

Diámetro teórico	0,35	0,45	0,65	0,85	0,95	m
Diámetro eficaz	0,32	0,43	0,62	0,81	0,90	m

[3] [El nudo de unión entre pilar y pilote, en donde, habitualmente, acomete además un forjado sanitario o una losa de suelo, se puede denominar *cepo*]

[4] [Como por lo general la capacidad del pilote es del orden de la mitad de la que posee como pieza de hormigón, su reacción se puede disponer, en la dirección que interese, al menos a un quinto de diámetro de su centro y en muchas ocasiones, cuando, su dimensión es holgada, a más. Si hay una *losa de suelo* corrida uniendo varios pilotes, ésta puede aportar cómodamente la componente horizontal que se necesita para producir el equilibrio, bastando comprobar que, si los errores de posición son aleatorios, estas componentes se cancelan entre sí. Debido a que en el soporte, si es de hormigón, se puede suponer, asimismo, aplicada la acción al menos a 1/20 de su centro y del lado conveniente, el conjunto puede dar cuenta de una excentricidad del orden de 0,3 a 0,4 del diámetro del pilote y más si se acude a un *cepo* de suficiente profundidad; si la excentricidad detectada es mayor, deberá acudirse a un sistema específico, tal como vigas centradoras. Ese recurso será prácticamente obligado si no hay *losa de suelo*, que es el elemento arriostrante por excelencia]

[5] Véase el artículo 40.

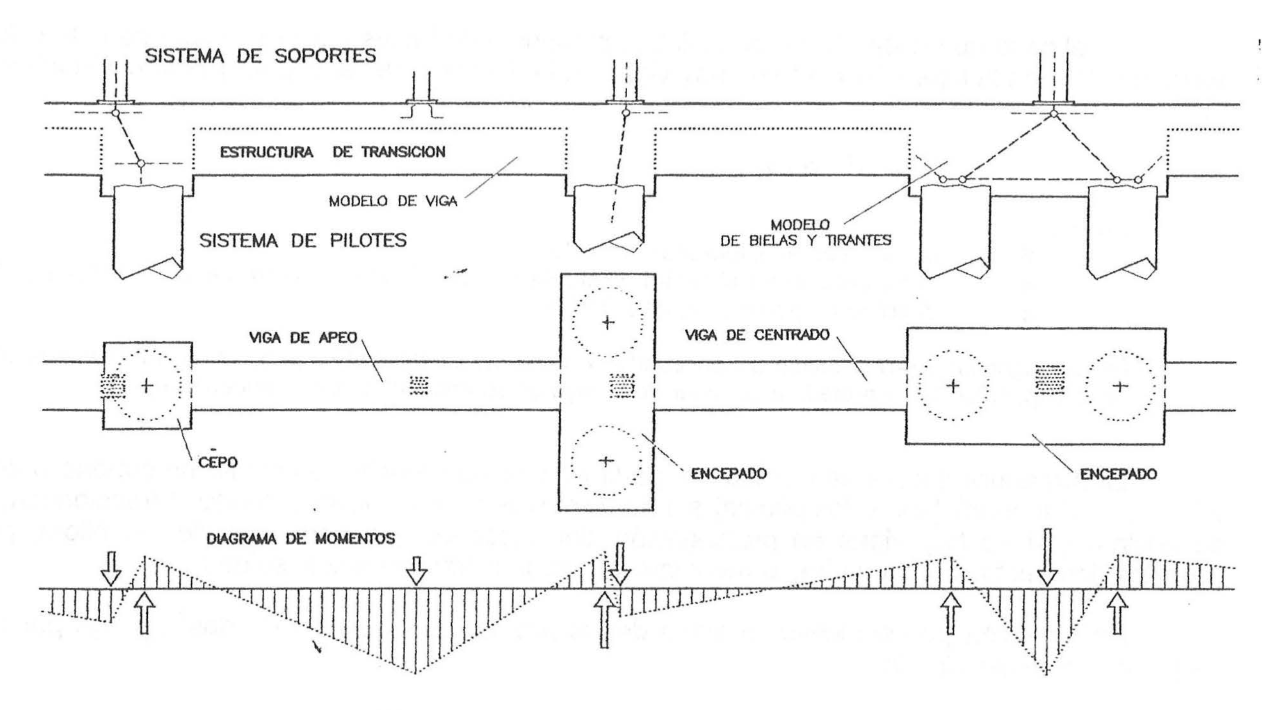


Figura 59.6 Estructura de transición entre pilares y pilotes

59.7 Encepados

Si en algún punto se disponen dos o más pilotes para un soporte,[1] la estructura de transición se conoce como *encepado.* El canto en el borde del encepado no será inferior a 0,40 m y en ningún punto al diámetro del pilote. Además, [salvo que se dispongan vigas] la distancia entre cualquier punto del perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado no será inferior a 0,25 m.

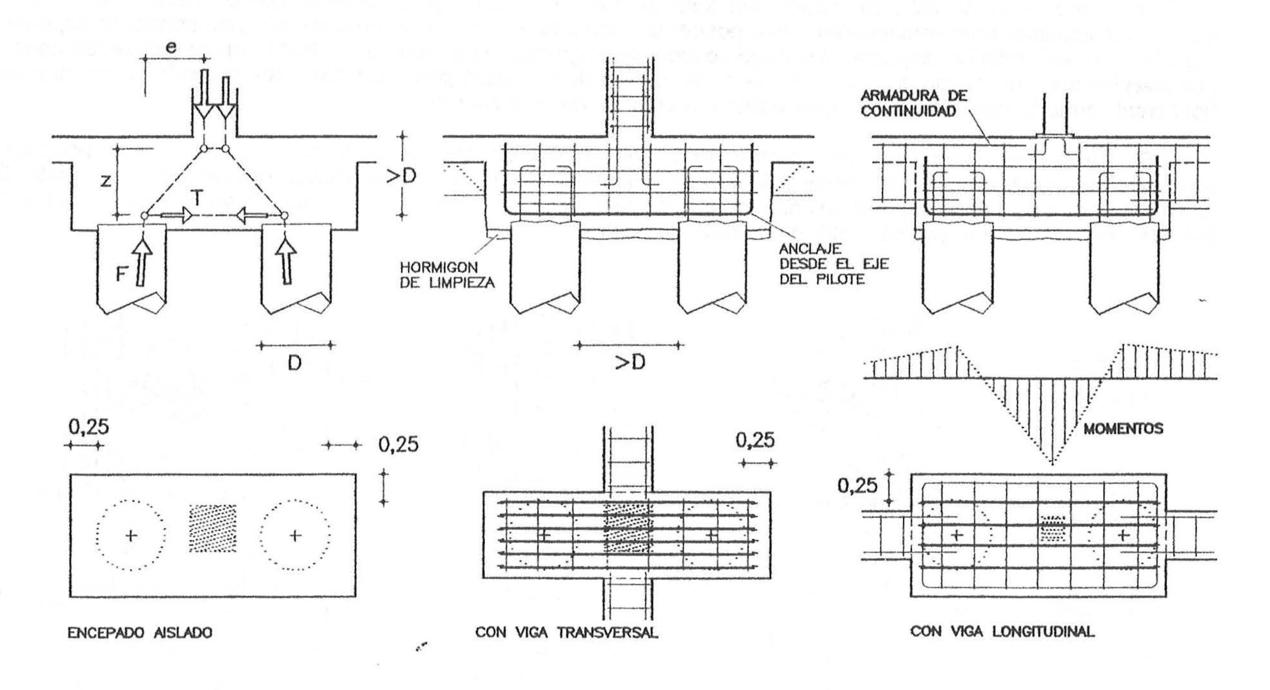


Figura 59.7 Encepado de dos pilotes

[1] [Obviamente para minimizar las solicitaciones del encepado, los pilotes deben disponerse lo más próximos posible. En el caso de dos pilotes, para que el perímetro conjunto no sea inferior a la suma de los perímetros de ambos, éstos deben separarse entre sí al menos un diámetro]

En el caso de encepado de dos pilotes, el modelo de bielas para el cálculo de la tracción es el indicado en la figura 59.7. [Si no hay vigas en la dirección del encepado] la tracción inferior es:

$$T = F \cdot e / z$$

siendo:

- **F** la reacción del pilote más cargado
- **e** la distancia entre el centro de la reacción del pilote y el centro de la mitad del soporte
- **z** el brazo de palanca, igual a 0,85·**d**

[si hay vigas en la prolongación del encepado, al momento *isostático* **F**·**e** se puede restar el que resulta de la capacidad de la armadura superior de la viga en su encuentro con el encepado]

La armadura inferior se calculará a partir de una resistencia de cálculo no superio a 400 N/mm², se dispondrá [sobre los pilotes] sin reducir su sección en toda la longitud traccionada, y se anclará [si no hay vigas en prolongación del encepado] a partir del eje del pilote, por prolongación recta, en escuadra, o mediante armaduras transversales soldadas.[1]

En dirección perpendicular al plano de los pilotes, el encepado de dos[2] se rige por las reglas de un pilote simple.

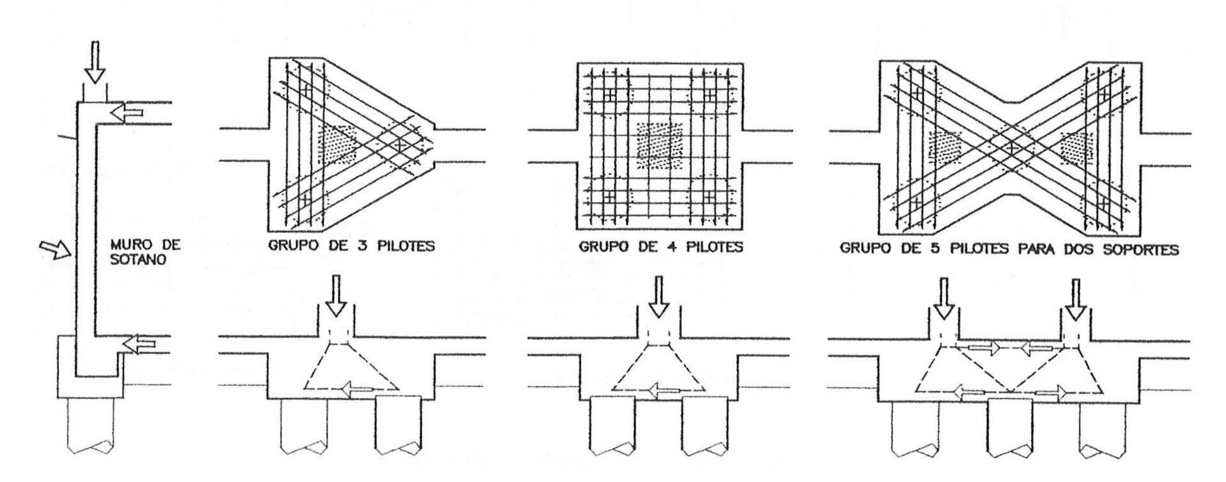
59.8 Losas de cimentación

El cálculo de la armadura longitudinal se hará considerando un momento equivalente, función de los momentos flectores y torsores.[3]

---

[1] Si el encepado no está arriostrado por losa de suelo (calificada generalmente como *solera*) o por vigas de centrado dispuestas transversalmente, debe poseer una armadura secundaria formada por: una armadura superior de sección 1/10 de la inferior, dispuesta a lo largo de todo el encepado; una armadura vertical formada por cercos cerrados que aten las anteriores, con una sección 4‰ de la sección de hormigón perpendicular a su dirección; y una armadura horizontal formada por cercos cerrados atando la vertical, de la misma sección.

[2] Si el encepado tiene tres o más pilotes, se procede análogamente. La armadura principal debe disponerse en bandas sobre los pilotes, complementándola con una cuadrícula de armadura secundaria de sección cuarta parte. Con cargas importantes, [poco usuales en obras de arquitectura], debe disponerse una armadura vertical para una tracción **R**/4,5 en el caso de tres pilotes y **R**/6 en el caso de cuatro.



[3] [La denominación es clásica en la literatura de losas, pero no se trata de auténticos momentos torsores, en el sentido físico, sino más propiamente de momentos *cruzados*, que surgen matemáticamente al adoptar un sistema de coordenadas no coincidente con las direcciones principales de flexión. Veáse la nota de 56]

59.9 Atado

[La estructura debe formar un conjunto bien atado. Cuando bajo el último forjado la longitud de los fustes de soporte sea elevada sin existir solera,] en zonas de sismicidad elevada es preceptiva la disposición de elementos específicos de atado[1] [al nivel superior de las zapatas, cepos, vigas de cimentación, o encepados].[2]

60. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS

La compresión es soportable en el macizo,[3] si se verifica:

$$N_d < A_c \cdot f'_{cd}$$

siendo:

A_c la sección cargada

f'_{cd} la resistencia a compresión multiaxial, de valor $f'_{cd} = k \cdot f_{cd}$ (con **k** según indica la figura 60.1) sin superar $3{,}3 \cdot f_{cd}$

siempre que el macizo no presente huecos bajo la carga y que su canto sea superior a la mitad de su ancho.

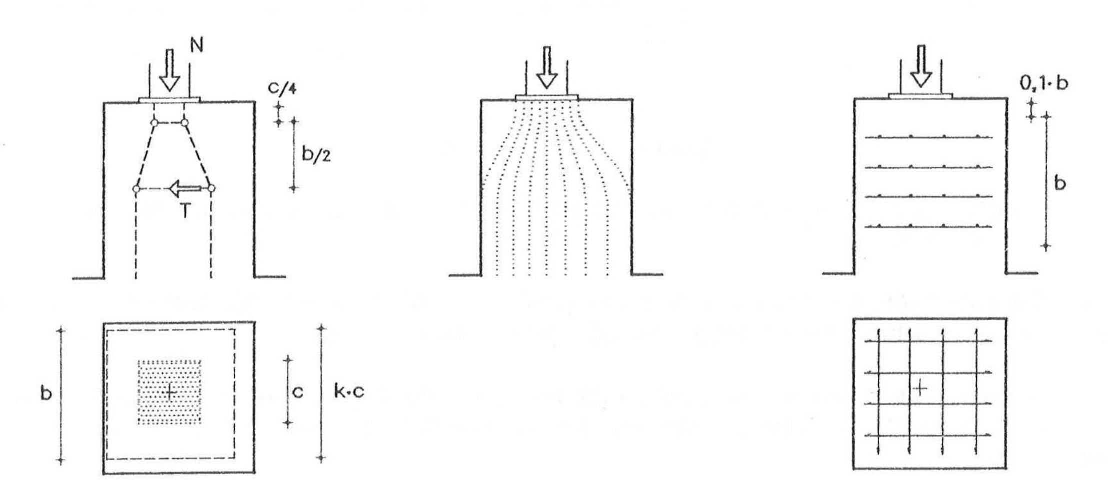


Figura 60.1 Carga sobre macizo

Además se dispondrá una armadura transversal,[4] según indica la figura 60.1, a partir de una resistencia de cálculo no mayor de 400 N/mm², para una tracción $T = 0{,}25 \cdot N \cdot (1 - c/b)$ en ambas direcciones en planta.

61. ZONAS DE ANCLAJE

(Para las zonas de anclaje de armaduras de pretensado véase el artículo 40)

---

[1] [Según NSCE, cuando la aceleración sísmica sea superior a 0,08·g (básicamente Andalucía meridional, Murcia y Alicante), el atado puede extenderse sólo a los elementos perimetrales, pero si es mayor de 0,16·g (provincia de Granada) debe extenderse a todos los elementos y en las dos direcciones en planta. El elemento de atado más eficaz es la losa de suelo. Si no existe dicha losa de suelo y se disponen vigas, no tienen porqué trazarse exactamente de soporte a soporte]

[2] En vigas centradoras, de cimentación, encepados, y en su caso de atado, debe disponerse la armadura mínima de flexión que se establece en 42.3, a ser posible de al menos ϕ12, y con un intervalo máximo de 0,30 m.

[3] Al tratarse de una región D, se calcula según el artículo 40.

[4] [Se entiende si el macizo es exento; si se trata de una zapata enterrada, regulada por el artículo 59, puede no estar armada]

62. VIGAS DE GRAN CANTO

En el caso de una viga de un tramo con canto mayor[1] que el 70% de la luz, o en vigas continuas con canto mayor[2] que el 60% de la luz,[3] debe disponerse una armadura de tirante entre cargas locales, para una tracción:[4]

$T_o = 0{,}40 \cdot F_e$ $T_e = 0{,}16 \cdot F_i$ $T_i = 0{,}09 \cdot F_i$

y una de continuidad, sobre cargas locales intermedias, repartida en una zona de profundidad no mayor de 0,6·**L** ni de 0,6·**h**, (véase figura 62.1), centrada con la posición de T_c para una tracción de valor 0,20·F_i a partir de una resistencia de cálculo no superior a 400 N/mm².

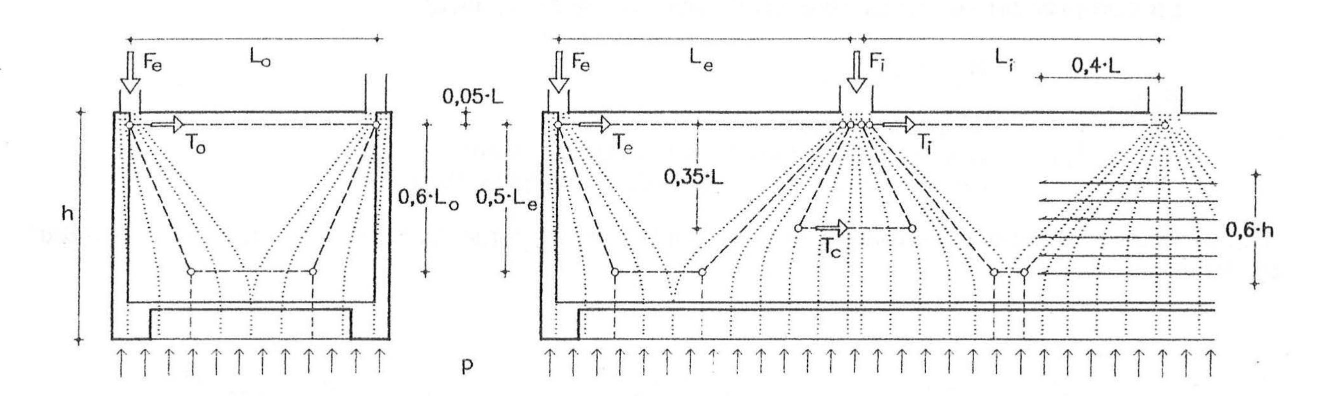


Figura 62.1 Muros de sótano

En ambas caras y direcciones se completará hasta una armadura al menos de sección 1‰ de la de hormigón.

En los extremos, la armadura se prolongará su longitud de anclaje a partir de la cara de la reacción local, doblándose en lazo bajo ella (véase figura 62.2)

Si la carga no acomete mediante una pieza de hormigón, [ni hay forjado a nivel del arranque de los soportes], debe comprobarse que la tensión de cálculo bajo la placa de apoyo no supera 0,7·f_{cd}

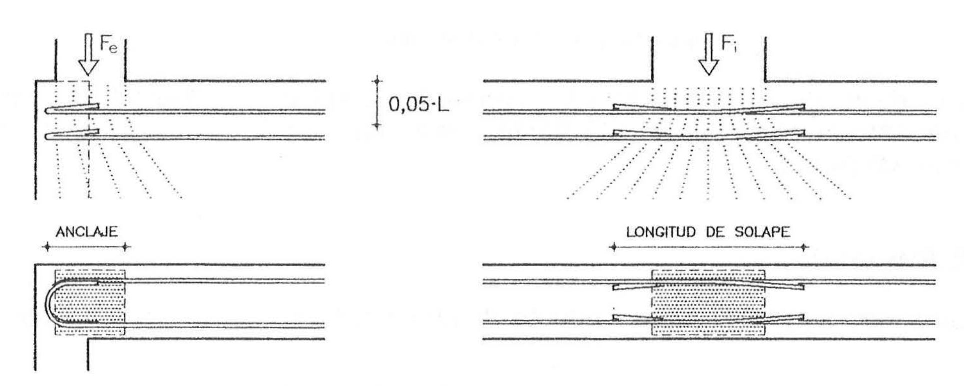


Figura 62.2 Detalles de vigas de gran canto

---

[1] Se calculan como regiones D según el artículo 40.

[2] [El caso típico es el de muro de sótano, sometido en el borde superior a las cargas de los soportes y en el inferior a la reacción distribuida del terreno; la luz es la distancia entre soportes]

[3] Se toma como luz la distancia entre ejes de apoyos, pero no más de 1,15 veces la luz neta entre caras de apoyo.

[4] Con cantos desde el 50% de la luz en vigas de un tramo, o del 40% en tramos continuos, se debe interpolar entre las reglas generales de vigas y las que se establecen aquí para las de gran canto.

63. MÉNSULAS CORTAS

En las ménsulas sometidas a una carga puntual a una distancia **v** de la cara del soporte menor[1] que el canto útil **d**, en dicha sección, el canto útil **c** medido en el borde exterior del área donde se aplica la carga, será al menos 0,5·**d**.

En la ménsula debe disponerse una armadura principal para soportar una tracción que alcanza el valor:

$$T = F \cdot e/z + H$$

siendo:

e/z oblicuidad de la biela, de valor:
0,7 si la ménsula se hormigona monolíticamente con el pilar[2]
1,0 si la ménsula se hormigona sobre el pilar endurecido[3]
1,7 idem, pero con rugosidad débil en la superficie de hormigón endurecido

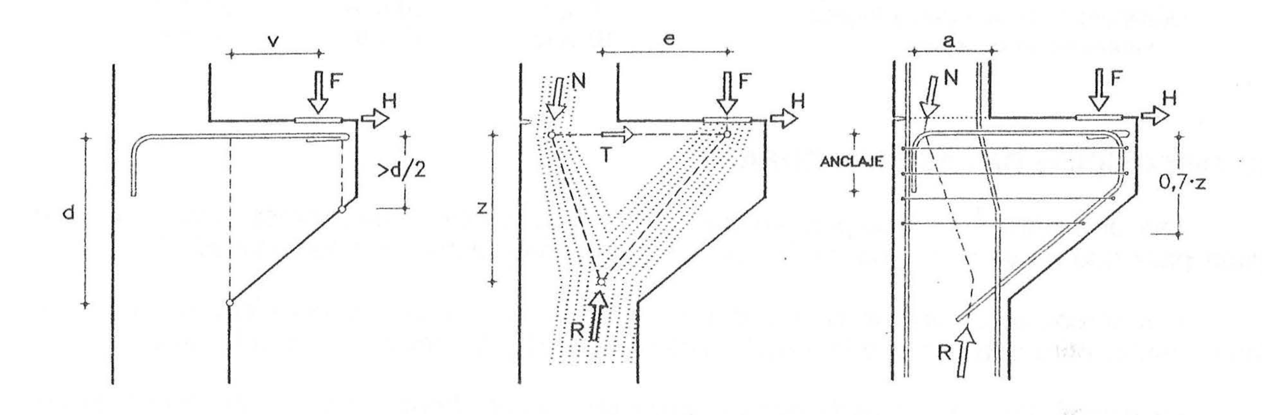


Figura 63.1 Ménsula corta

y cercos horizontales en los 2/3 superiores de **z** para una tracción total 0,2·**F**, en ambos casos, a partir de una resistencia de cálculo no superior a 400 N/mm².

Si la carga no acomete mediante una pieza de hormigón, debe comprobarse[4] que la tensión bajo la placa de apoyo no supera $0{,}7 \cdot f_{cd}$

64. EMPUJE AL VACÍO

Las tracciones que se producen debido a un cambio en la dirección de las tensiones, como sucede en quiebros de zanca, cambio de canto en vigas, piezas de directriz curva o uniones de soporte a viga, deben resistirse mediante armaduras convenientemente ancladas.

---

[1] Se calculan como regiones D, según el artículo 40

[2] Para ello el canto **d** debe superar 1,6·**a**

[3] Para ello el canto **d** debe superar 1,2·**a**

[4] [Además, el tramo superior de soporte debe calcularse para las solicitaciones que resulten del análisis, a partir del canto neto **a**, la armadura principal de la ménsula debe anclarse en el trasdós del soporte para la tracción vertical resultante del equilibrio, y el tramo de soporte a la altura de la ménsula debe comprobarse para la biela de quebranto que enlaza las de los fustes superior e inferior]

XIII. EJECUCIÓN

65. ENCOFRADOS Y APUNTALADOS

Los encofrados y apuntalados poseerán una resistencia y rigidez suficientes para soportar, sin asientos ni deformaciones perjudiciales, las acciones procedentes del hormigonado y compactación, hasta que la estructura permita su retirada sin daños.[1]

Como plazos razonables para dicha retirada, puede tomarse:

Temperatura ambiente media	cálida	tibia	fría
Desencofrado de soportes y muros	9 horas	15 horas	30 horas
Desencofrado de fondos de losas	2 días	4 días	8 días
Desencofrado de costeros de vigas	7 días	10 días	20 días
Desapuntalado de losas y forjados	7 dias	10 días	20 días
Desapuntalado de vigas	10 días	15 días	28 días

66. DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS

Las armaduras[2] no incorporarán sustancias perjudiciales, como grasa o pintura, y se fijarán para que no varíe su posición[3] durante el transporte, montaje y hormigonado.[4]

Los cercos o estribos se sujetarán a las armaduras principales, por ejemplo, mediante simple atado, pero una vez que la ferralla esté presentada, no debe usarse soldadura.

La disposición de la ferralla debe permitir un correcto hormigonado y envoltura de las armaduras.[5] La distancia libre, horizontal y vertical, entre armaduras, debe ser al menos: 0,02 m, el diámetro de la mayor de ellas, y 1,25 veces el tamaño máximo del árido usado.[6]

---

[1] Los encofrados impedirán la pérdida de lechada. Los de madera se humedecerán para que no absorban agua del hormigón, y permitirán su entumecimiento sin complicaciones.

Antes de hormigonar, se limpiará el interior del encofrado, a través de aberturas provisionales en su parte inferior. El encofrado facilitará la libre retracción del hormigón.

El suministrador de puntales debe aportar sus características y las condiciones de su uso.

No pueden usarse elementos de aluminio en contacto con el hormigón.

La dirección de obra debe autorizar expresamente los productos que faciliten el desencofrado, que no deben dejar rastros, ni tener efectos dañinos sobre el hormigón, ni deslizar por la superficie del encofrado, ni dificultar el recibido de revestimientos. Los productos desencofrantes se aplicarán en capas continuas y uniformes, dentro del margen de tiempo de su eficacia. No se usará gasóleo, ni grasa corriente ni productos similares; son aceptables barnices antiadherentes a base de siliconas, o aceites solubles en agua o grasa diluida.

[2] La UNE 36831:97 versa sobre una posible sistematización de planillas de armado.

[3] Las armaduras se asegurarán en su posición definitiva. Las dobladas deberán ir convenientemente envueltas por cercos o estribos en la zona del codo. Las armaduras se pueden fijar en taller mediante soldadura, (véase UNE 36832:97), u otros procedimientos garantizados, teniendo en cuenta las normas de buena práctica. La soldadura en el tajo exigirá la autorización expresa de la dirección de obra.

[4] Se recuerda que no es conveniente mezclar aceros de distinta resistencia, por la confusión a que puede dar lugar.

[5] El tamaño de los vibradores puede limitar las posibilidades. Si las armaduras se disponen en varias capas horizontales, para que se puedan computar como armaduras simples, deben disponerse alineadas en vertical, dejando espacio para el paso de un vibrador. En vigas puede ser recomendable disponerlas en vertical sin espacio entre ellas, pero entonces tendrán el tratamiento de *grupo*. A efectos de recubrimientos y separaciones, un grupo de dos armaduras se considera como una de diámetro 1,4 veces mayor; se pueden poner hasta tres juntas, con un diámetro equivalente 1,7 veces mayor. [En soportes no es nunca recomendable]

[6] [En general es de 20 mm, por tanto la distancia horizontal deberá ser al menos 25 mm]

66.1 Doblado de armaduras

El doblado de las armaduras[1] se hará con un diámetro superior a:[2]

Tipo de elemento	Cercos	Patillas	Barras dobladas B400S	Barras dobladas B500S
ϕ 8	0,03	0,03	–	–
ϕ 10	0,03	0,04	–	–
ϕ 12	0,04	0,05	0,12	0,16
ϕ 14	–	0,06	0,14	0,18
ϕ 16	–	0,06	0,16	0,20
ϕ 20	–	0,14	0,20	0,24
ϕ 25	–	0,18	0,25	0,30

Diámetro mínimo de doblado (m)

66.2 Anclaje[3]

[En cada uno de sus extremos, toda armadura debe tener suficiente desarrollo para que pueda, por transferencia al hormigón a través de la superficie envolvente, alcanzar la tensión que se le supone, lo que de ordinario significa más longitud que la teóricamente imprescindible por su resistencia].

En armaduras simples,[4] la *longitud básica* de anclaje[5] tiene, en m, el valor:[6]

Resistencia del acero (N/mm²)		**400**			**500**	
ϕ 8		0,20			0,30	
ϕ 10		0,30			0,40	
ϕ 12		0,35			0,45	
ϕ 14		0,40			0,50	
ϕ 16		0,50			0,60	
Resistencia del hormigón (N/mm²)	**30**	**25**	**20**	**30**	**25**	**20**
ϕ 20	0,60	0,70	0,80	0,75	0,85	1,00
ϕ 25	0,90	1,10	1,20	1,15	1,30	1,60

---

[1] También las mallas, si el doblado se hace a más de cuatro diámetros del nudo; en otro caso el diámetro de doblado será de 20 diámetros.

[2] El doblado se hará en frío, mediante métodos mecánicos, con velocidad constante, y con la ayuda de mandriles, para conseguir curvatura constante. El enderezamiento de codos puede producir daños reales o potenciales en las armaduras. Si hay que desdoblar una armadura, por ejemplo, una espera, hay que comprobar que no resulta dañada.

[3] [El anclaje de las armaduras no corresponde en rigor a ejecución, siendo un dato a tener en cuenta en el proyecto, antes de definir por completo el despiece de las armaduras; en versiones anteriores de EH el anclaje figuraba dentro de un estado límite de *adherencia*. Las comprobaciones de adherencia han desaparecido de EHE]

[4] Dos armaduras en contacto, que forman *grupo*, pueden terminar las dos al tiempo adoptando una longitud de anclaje 1,3·l, o bien considerando en la que se corta antes una longitud 1,2·l, siempre que su testa se distancie de la otra una longitud l, siendo l la longitud de anclaje correspondiente a una armadura simple; véase figura 66.1

[5] La *longitud básica de anclaje* de una armadura es la necesaria para que, a tensión de adherencia constante en su superficie lateral, alcance toda la capacidad mecánica teórica, producto de su sección por la resistencia de cálculo del acero.

[6] [Los valores son los mismos que los de la anterior versión; los de 20 N/mm² se han tomado de EH-91, ya que EHE los omite. Se necesitan al menos para el anclaje de esperas de soporte en zapatas de hormigón en masa]

La longitud de anclaje[1] es el producto de la longitud básica[2] por:

0,7 si la armadura es vertical o forma un ángulo con la vertical inferior a 45°, o está situada en la mitad inferior de la sección, o a más de 0,30 m de la cara superior de una tongada de hormigonado,[3]

A/A$_r$ si la armadura real dispuesta **A**$_r$ que se ancla, es mayor que la estrictamente necesaria **A**

0,7 si, en tracción, en el extremo posee una patilla[4] o gancho,[5] o, en cualquier caso[6] si tiene una armadura soldada transversal,

sin poder adoptar para el producto de los dos últimos un valor menor[7] de 1/3,
y sin que la longitud resultante sea inferior a 10 ϕ ni a 0,15 m

En vigas debe continuarse hasta los apoyos una sección al menos un tercio de la necesaria para resistir el máximo momento positivo.[8] Esta armadura se prolongará a partir de la *cara* del apoyo[9] una longitud igual a la de anclaje.[10]

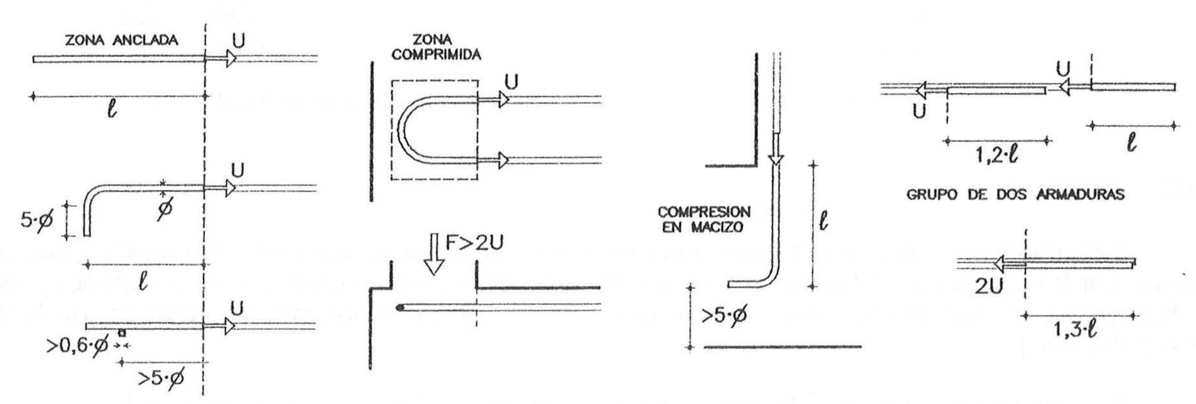


Figura 66.1 Longitud de anclaje

---

[1] [El texto original la denomina y denota como *neta*]

[2] Incrementada en 10·ϕ cuando se considera acción sísmica u otra acción dinámica.

[3] Es lo que se denomina *Posición I* o de adherencia buena; en otro caso, armaduras sensiblemente horizontales en la parte superior, sin esa reducción, se consideran de *Posición II* o de adherencia deficiente.

[4] Se entiende una patilla o gancho normalizados, véase figura 66.1 [Cuando la armadura llega al extremo de una pieza con toda su tensión, la interpretación de la regla es adoptar la longitud que se pueda en prolongación, y la que falta, con una rebaja del 30%, en escuadra, y del lado y forma que conduzca al equilibrio del nudo]

[5] Se entiende hacia adentro de la pieza, y en ese sentido no interesa rematar en patilla a compresión [salvo cuando se trata de patilla hacia afuera, una vez que la armadura ha entrado en un nudo o macizo; en ese caso es la solución más aconsejable]

[6] [La posibilidad de unir dos extremos en tracción máxima con un *lazo*, sólo es posible cuando dentro de él esté garantizada una compresión mayor que la tracción entre ambas ramas del mismo]

[7] En tracción; en compresión los dos tercios. [Es una novedad respecto a la anterior EH]

[8] [No hay acuerdo en si aquí, el término *apoyo* se refiere a extremo o a momento nulo, lo que dificulta su interpretación en un caso general; probablemente es lo segundo, y la regla valdría asimismo para momentos negativos, pero la costumbre ha institucionalizado que significa lo primero; de ahí que el texto original añada] en el caso de apoyos extremos y al menos un cuarto en los intermedios.

[9] [La regla se ha venido enunciando hasta incluso EHE como "a partir del eje del apoyo", pero las figuras del texto original expresan claramente que, en nudos extremos a los que se llega en tracción, el anclaje se mide desde donde comienza la reacción, que es la cara del elemento de apoyo; en una unión rígida, un empotramiento, o en una sustentación extensa, tal como un muro de fábrica, no está bien definido lo que sea el *eje del apoyo*; en apoyos intermedios, a los que se llega en compresión, el Eurocódigo incluye una figura indicando que basta que la armadura rebase la cara del elemento sustentante una longitud 10 ϕ]

[10] [En apoyos en continuidad, debido a que dicha armadura no es necesaria desde el punto de vista resistente, y puede no usarse siquiera como armado a compresión, debe deducirse que A sería nula, y por tanto también nula la longitud de anclaje, salvo por la segunda claúsula que obliga a que sea al menos 10 ϕ o 0,15 m; como no está ni a tracción ni a compresión, no se sabe cómo interpretar la primera]

66.3 Empalme

Los empalmes[1] se dispondrán sólo donde lo indiquen los planos o la dirección de la obra, procurando siempre que queden alejados de las zonas de máxima tracción de la armadura.

Los empalmes[2] pueden realizarse por solapo,[3] por dispositivos mecánicos, o por soldadura.[4] En mallas la longitud de solapo no será inferior a 15·ϕ ni a 0,20 m

67. ARMADURAS DE PRETENSADO

[Véase anejo P]

68. FABRICACIÓN DE HORMIGÓN

[Para montar una central o fabricar el hormigón en obra, consulte el anejo F]

69. RECEPCIÓN DEL HORMIGÓN

Cada bombona de hormigón[5] irá acompañada de una hoja[6] de suministro, que indique:

1. Nombre y localización de la central, número de serie del suministro y fecha de entrega.
2. Nombre del peticionario y del receptor, identificación del camión y persona que descarga
3. Definición del hormigón, con:
   - identificación[7] de proyecto, tal como HA25/B/20/I, contenido de cemento en kg por metro cúbico ±15 kg, relación de agua a cemento ±0,02
   - tipo, clase y marca del cemento
   - tipo de aditivo,[8] y procedencia y cantidad de adición,[9] o indicación de que no tiene
4. Cantidad de la carga, en metros cúbicos de hormigón fresco
5. Hora límite para el uso del hormigón

---

[1] [En obras de arquitectura es rarísimo tener que empalmar armaduras; la longitud comercial con la que están disponibles, de 12 m, suele ser suficiente; el problema habitual es cortar, no empalmar; en mallas es más usual]

[2] [El solapo entre las armaduras de un fuste de soporte y las esperas del inferior o de una zapata, no tiene carácter de empalme, debido a que las solicitaciones bajo las esperas son muy diferentes a las del fuste y en rigor no se produce transferencias de tensión, salvo en el caso de las traccionadas que mantienen su tensión a un lado y otro del solape, lo que sucede raras veces y casi exclusivamente en las de zapata]

[3] Las armaduras solapadas deben disponerse una al lado de la otra, con una separación menor de 4 ϕ, (y si están en tracción, mayor de lo indicado en 66), con armaduras transversales de igual sección a la solapada. La longitud de solapo en compresión es igual a la longitud de anclaje, y en tracción es ese valor multiplicado por el factor:

		Fracción de armaduras solapadas respecto al total					Mallas
		1/5	1/4	1/3	1/2	>1/2	
Separación	< 10 ϕ	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4
entre solapos	> 10 ϕ	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,7

Los solapos de varias armaduras en tracción deben traslaparse al menos su longitud de anclaje. (El texto original incluye reglas especiales para empalme de *grupos* por solapo)

[4] O por ensayos que demuestren una resistencia a rotura no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas, y un deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas inferior a 0,1 mm. El empalme por soldadura se describe en UNE36832:97, no pudiéndose hacer en armaduras galvanizadas, tramos curvados, o con clima adverso.

[5] Antes de comenzar el suministro, el peticionario podrá pedir al suministrador una demostración satisfactoria de que los materiales componentes del hormigón cumplen los requisitos de esta EHE.

[6] Las hojas irán firmadas por persona física, serán custodiadas por el contratista, estarán a disposición de la dirección de obra, y se incluirán en la documentación final de la misma.

[7] Si se pide por dosificación, deberá indicarse el contenido de cemento por metro cúbico, la relación de agua a cemento con una tolerancia de ±0,02 y el tipo de ambiente (artículo 8), y consistencia y tamaño máximo del árido.

[8] Con la denominación según UNE-EN-934-2:98

[9] Cenizas volantes o humo de sílice

En esta operación no se puede añadir agua,[1] pero sí aditivo fluidificante.[2]

70. VERTIDO DEL HORMIGÓN

No se debe usar el hormigón que acuse un principio de fraguado. El hormigonado se hará con la conformidad de la dirección de obra, y [en caso de hormigón armado], tras revisión de las armaduras en su posición definitiva, evitando la disgregación de la mezcla, y por tongadas que permitan bien su compactación.[3]

71. JUNTAS DE HORMIGONADO

Las juntas de hormigonado se situarán a ser posible perpendiculares a las tensiones de compresión, lejos de donde hay tracciones elevadas, asegurando una unión lo más íntima posible entre el hormigón antiguo y el nuevo.[4]

72. HORMIGONADO EN TIEMPO FRÍO

El hormigón fresco no estará a menos de +5°C, ni debe verterse sobre lo que esté a menos de 0°C, o cuando se prevea que, en las siguientes 48 horas, la temperatura ambiente pueda descender[5] de 0°C.

73. HORMIGONADO EN TIEMPO CALUROSO

Los encofrados deben protegerse en lo posible del soleamiento, y el hormigón recién vertido también así como del viento. Con temperatura ambiente superior a 40°C o viento excesivo, el hormigonado exige medidas especiales, que deben ser expresamente ordenadas por la dirección de obra.

74. CURADO

Durante los primeros días deben mantenerse húmedas las superficies del hormigón, mediante riego directo que no produzca deslavado o mediante recubrimientos plásticos o de otro tipo, que consigan retener la humedad inicial de la masa.

---

[1] Una vez recibido el hormigón y extraído del camión, el suministrador no es responsable de la consistencia, resistencia o calidad en general del hormigón si a éste se añade agua u otro material.

[2] Debe hacerse a través del equipo dosificador del camión, y reamasando el hormigón no menos de 1 min/m^3 ni 5 min.

[3] El medio de compactación se adecuará a su consistencia, (para plástica vibrado normal, y para fluida simple picado con barra) sin dejar huecos, y sin segregación, hasta que la pasta refluya y deje de salir aire. Los vibradores de superficie limitan el espesor de cada tongada a 0,20 m. Los vibradores de molde o encofrado deben evitar la formación de capas de menor resistencia. El revibrado del hormigón deberá ser objeto de aprobación por parte de la dirección de obra.

[4] Antes de reanudar el hormigonado, se retirará la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto, usando chorro de arena, cepillo de alambre o un chorro de agua y aire, sin usar productos corrosivos, eliminando en su caso las partes dañadas por el hielo. Si la junta es entre hormigones fabricados con distinto tipo de cemento, al hacer el cambio de éste se limpiarán cuidadosamente los utensilios de trabajo.

[5] En otro caso se adoptarán medidas para que, durante el fraguado y primer endurecimiento, no se produzcan deterioros. Los anticongelantes, siempre autorizados por la direccion de obra, nunca deben contener ión cloro.

En obras de arquitectura,[1] el número conveniente de días de curado es del orden de:

Ambiente	normal		marino	
Temperatura ambiente media	tibia	fría	tibia	fría
No expuesto al sol ni al viento	2	3	3	4
Expuesto moderadamente al sol o viento	2	4	3	5
Muy expuesto al sol con viento fuerte	3	–	4	–

75. DESENCOFRADO

El apuntalado y los encofrados se retirarán cuidadosamente,[2] cuando la estructura tenga suficiente capacidad resistente,[3] teniendo en cuenta las condiciones ambientales (por ejemplo, heladas) y la necesidad de medidas de protección tras su retirada.

76. ACABADO DE SUPERFICIES

Las superficies vistas no presentarán coqueras o irregularidades que perjudiquen al comportamiento de la obra o su aspecto exterior.

77. ELEMENTOS PREFABRICADOS

Los nudos con y entre elementos prefabricados[4] deberán asegurar la correcta transmisión de los esfuerzos entre las piezas, teniendo en cuenta las tolerancias de dimensión esperables, y sin originar solicitaciones suplementarias o concentración de esfuerzos.[5]

78. INYECCIÓN

[Véase anejo I]

79. Otras observaciones

Deberá cuidarse que los detalles y procesos constructivos sean compatibles con las suposiciones de cálculo, sobre todo en lo relativo a los enlaces especiales (articulaciones, apoyos simples, etc.).

Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier carga estática o dinámica que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados. Cuando se den fases sucesivas de apuntalado, de pretensado o de puesta en carga, puede ser necesario determinar las solicitaciones correspondientes a las fases intermedias.

---

[1] [En general conviene curar hasta que se alcance el 70% de la capacidad resistente proyectada. La tabla es una reelaboración de los criterios de comentarios de EHE para obras de arquitectura, en las que se necesita la capacidad definitiva muchos meses después de hormigonar, y en las que se pueden ser más tolerantes en este aspecto]

[2] Cuando los elementos sean de cierta importancia, pueden usarse cuñas, cajas de arena, o gatos para lograr una entrada en carga gradual de la estructura.

[3] [La capacidad resistente de los elementos flectados es muy poco dependiente de la resistencia del hormigón; en estas piezas un desencofrado temprano afecta fundamentalmente a las deformaciones diferidas]

[4] Deberá estudiarse con cuidado el trasiego de las piezas prefabricadas, junto con las medidas necesarias para garantizar la seguridad y la precisión de engarce, incluso durante el endurecimiento de las uniones construidas en obra. Si hay alguna modificación sustancial, deberá quedar reflejada en la documentación complementaria de obra.

[5] Las testas no deben presentar irregularidades que impidan la transmisión de una tensión uniforme de compresión; no es aceptable corregirlas mediante enlucido con mortero de cemento. Si se usa soldadura, el calor desprendido no debe producir daños en el hormigón o en las armaduras de las piezas.

XIV .. XVI CONTROL

80. GENERALIDADES

El objetivo de estos capítulos es el control[1] de *recepción* que, en nombre del promotor, se dirige a verificar que la obra terminada tiene las características esperadas,[2] de acuerdo con esta norma y lo descrito en el proyecto. Debe entenderse que las aprobaciones derivadas del control están condicionadas al buen funcionamiento de la obra durante los plazos convenidos.

81. CONTROL DE LOS COMPONENTES DEL HORMIGÓN

Si el hormigón, fabricado en central, está en posesión de un *distintivo reconocido,*[3] no es necesario controlar sus materiales componentes.

[Para el control de los componentes, véase anejo C]

82. CONTROL DEL HORMIGÓN

83. Consistencia

Al menos, siempre que se tomen probetas para determinar la resistencia, se harán pruebas de consistencia.[4] El hormigón es aceptable[5] si la media de los dos valores obtenidos en cada prueba está en el rango siguiente:[6]

Blanda	5 .. 10 cm
Fluida	8 .. 17 cm

85. Durabilidad

En el caso de hormigón fabricado en obra, el responsable de la fabricación aportará a la dirección de obra registros, firmados por persona fisica, documentando el contenido de cemento y la relación de agua a cemento empleadas.

---

[1] El *control interno* es el llevado a cabo por el mismo que realiza la tarea encomendada, por ejemplo, del proyecto el proyectista, o de la obra el contratista, subcontratista o proveedor de una de sus unidades. El *control externo*, es el que, para cada tarea, lo realiza un profesional independiente de la misma, tal como la dirección de obra respecto a la ejecución, verificando las medidas de control interno y estableciendo procedimientos adicionales de control.

[2] Existe el control de *proyecto*, para comprobar la adecuación del mismo al objetivo del encargo, y, en el proceso de obra, el control de *materiales*, comprobando que son acordes a lo definido en el proyecto, y de *ejecución*, comprobando que se respetan las condiciones establecidas en el proyecto, así como las recogidas en esta norma.

[3] Tal como un Sello o Marca de Calidad oficial, o un CC-EHE,

[4] Se conoce como "cono de Abrams", definido en UNE 83313:90

[5] En obras de arquitectura se recomienda que el asiento supere 6 cm. El texto original contiene cláusulas para consistencia *seca* (0 .. 2 cm) y *plástica* (3 .. 5 cm)

[6] Si el hormigón está fabricado a pie de obra, y es rechazado por consistencia, debería cambiarse la dosificación. Si el Pliego de Condiciones especifica un valor numérico, A, de consistencia entre 3 y 7 cm, el asiento deberá estar en el rango de A ± 2 cm; y si se especifica entre 8 y 12 cm deberá estar en el rango A ± 3 cm.

[Nota: el contenido del artículo 84, introductorio de la resistencia, se ha fundido con el 88]

86. Ensayos para validar una dosificación

Si se va a fabricar un hormigón del que no se posee experiencia,[1] por cada dosificación que se desee establecer, se tomarán al menos tres probetas de cuatro amasadas distintas. De cada amasada se determinará la media. La resistencia[2] media de la de las cuatro amasadas, debe dar esperanzas de que, con la dispersión habitual, la característica de obra puede alcanzar el valor de proyecto.

87. Ensayos para caracterizar la resistencia

Cuando el hormigón se fabrique en obra, y no se tenga experiencia previa, de cada tipo de hormigón se tomarán probetas de seis amasadas diferentes, calculando el valor medio correspondiente a cada amasada. La dosificación se puede dar por válida si el menor valor obtenido supera la resistencia característica en el margen que lo separa del siguiente.[3]

88. Control de resistencia

El control de resistencia de cada parte de una estructura,[4] podrá ser:

1. **Total**, cuando se determine la resistencia de todas las amasadas.[5] A partir de esos resultados, se determinará el valor de la resistencia característica real, que corresponde al fractil 5% de su distribución.[6] La resistencia así determinada debe superar el 90% de la característica prevista en el proyecto.[7]

2. **Reducido**, sin determinar explícitamente resistencia de ninguna amasada, basándose, indirectamente, en el uso de una dosificación tipo, comprobando su regularidad a través de la *consistencia*, que se determinará en todas las amasadas.[8]

Este nivel de control sólo puede utilizarse[9] en edificios de viviendas con luces inferiores a 6,0 m, bien de de una o dos plantas, o bien en los elementos de flexión de los de hasta cuatro plantas, siempre que el *ambiente* no sea ni marino (III) ni expuesto a cloruros (IV).

---

[1] Para validar una dosificación, en ambiente marino o en presencia de cloruros, deberían hacerse ensayos de penetración de agua; la codificación del ensayo está en fase experimental, véase UNE 83309:90 EXP.

[2] Se entiende sobre probetas cilíndricas de 0,15 × 0,30 m, tomadas, curadas y rotas a compresión a 28 días según UNE 83300:84, 83301:91, 83303:84 y 83304:84.

[3] La expresión exacta es: $x_1 + x_2 - x_3 \geq f_{ck}$ siendo x_1 el menor; x_2 x_3 son los siguientes en orden ascendente.

[4] Para obras de arquitectura, los laboratorios deben cumplir lo establecido en R.D. 1230/1989 de octubre de 1989 y disposiciones que lo desarrollan.

[5] La resistencia de la amasada es la *media* de las tensiones de rotura obtenidas en las probetas de dicha amasada. [Usualmente se toman sólo dos, por lo que es la *semisuma*, pero nada impide hacerlo con más]

[6] [Cuando se trate de una sola amasada, su resistencia es directamente la característica]

[7] Si no supera el 100% del valor de la resistencia característica, aunque el hormigón se acepte, son de aplicación las sanciones contractuales que se hayan incluido en el Pliego de Condiciones para ese caso.

[8] [El texto original indica que se hagan no menos de cuatro determinaciones de consistencia espaciadas regularmente a lo largo del día; pero en las obras de arquitectura a las que está destinado este tipo de control, pueden no utilizar cuatro bombonas en el día; controlarlas todas, sea cual sea el número, es insuperable]

[9] Como se indica en 39, en las partes sometidas a este tipo de control, se adoptará [sea cual fuere la combinación de acciones] una resistencia de cálculo no superior a 10 N/mm² [lo que es tanto como decir que, si el hormigón se supone que es HA25, el coeficiente de seguridad del material es de 2,5 en vez de 1,5 que es lo habitual; tal baja de resistencia de cálculo es inofensiva para elementos a flexión, y en soportes de una o dos plantas, casi seguro dimensionados por mínimo, cabe esperar que tampoco les afecte]

3. Estadístico, determinando la resistencia de unas cuantas amasadas de esa parte, pero no de todas. Salvo excepción justificada, se dividirá la parte de obra en *lotes* que, en función del tipo de elemento, no deben rebasar ninguno[1] de los valores siguientes:

	Volumen	Tiempo de hormigonado	Superficie construida	Número de plantas
Elementos comprimidos	100 m^3	2 semanas	500 m^2	2
Elementos flectados	100 m^3	2 semanas	1000 m^2	2
Elementos macizos	100 m^3	1 semana	–	–

Se determinará la resistencia de al menos[2] dos amasadas por lote,[3] tomándolas al azar.[4] El hormigón es aceptable si las resistencias de las dos amasadas[5] se encuentran en la horquilla[6] siguiente:

		HM 20	HA 25	
Fabricado en central				
Clase A	Con Sello	20 .. 26	24 .. 31	
	Sin Sello	20 .. 26	25 .. 32	
Clase B		21 .. 31	26 .. 39	
Clase C		22 .. 36	28 .. 45	
Fabricado en obra		24 ..	30 ..	(N/mm^2)

La aceptación podrá hacerse con cualquier clase igual o inferior a la usada en la anterior aceptación. Puede ascenderse de clase, tras *cinco* lotes con una dispersión (diferencia entre los valores de resistencia de las dos amasadas) no mayor que la de la horquilla de la clase deseada.

Si el hormigón no es aceptado, puede recalcularse la parte afectada de la estructura, a partir de la resistencia estimada.[7]

---

[1] Si la central de hormigonado tiene Sello de Calidad, los límites pueden elevarse al doble, mientras el hormigón sea aceptable; si hay algún rechazo, se volverá al límite simple, hasta que el hormigón vuelva a ser aceptable en cuatro lotes sucesivos.

[2] [En soportes lo más rentable es el control más intenso posible. En general una sola bombona da para todos los soportes de una planta, por lo que el control estadístico es, automáticamente, total, planta a planta. En forjados, losas, vigas, incluso zapatas, lo más rentable es el control menos intenso posible, por lo que no es recomendable tomar probetas de más de dos amasadas por lote, adoptando para éste el mayor tamaño que se pueda]

[3] [Si el lote se hormigona con una sola amasada no puede hacerse control estadístico: es total. Si se hormigona con dos, trae cuenta interpretar los resultados de cada una como control total de cada parte]

[4] Si el lote abarca dos plantas, al menos se tomará una de cada.

[5] Si se han tomado probetas de tres amasadas, o cuatro amasadas (número obligado si se aspira a clasificar estadísticamente el hormigón como HA30), se procederá a determinar la resistencia estimada como indica la nota final de esta página; el hormigón es aceptable si ese valor supera el 90% de la resistencia característica de proyecto. [La tabla del texto presenta la conclusión de estas reglas, para el caso, más usual, de 2 amasadas por lote, y hormigones habituales]

[6] [La mínima no debe estar por debajo del valor inferior de la horquilla; la máxima no debe rebasar el superior]

[7] La resistencia estimada del lote tiene el valor: $f_{est} = x_{min} \cdot K_N$

siendo: x_{min} la resistencia de la amasada que la tenga menor

K_N coeficiente que toma el valor:

		2 amasadas r	2 amasadas K_N	3 amasadas r	3 amasadas K_N	4 amasadas r	4 amasadas K_N
Fabricado en central							
Clase A	Con Sello	0,29	0,93	0,31	0,95	0,34	0,97
	Sin Sello	0,29	0,90	0,31	0,92	0,34	0,94
Clase B		0,40	0,85	0,46	0,88	0,49	0,90
Clase C		0,50	0,81	0,57	0,85	0,61	0,88
Fabricado en obra			0,75		0,80		0,84

Para hormigón de central, la "clase" debe elegirse de manera que el valor obtenido de r sea menor que el especificado para ella, siendo r el *recorrido relativo*, igual a la diferencia entre la resistencia máxima y mínima de la amasada, partida por la media de todas ellas. Podrá ascenderse de clase tras cinco lotes sucesivos en los que el valor de r sea menor que el de la clase a la que se aspira.

Alternativamente o en paralelo[1] pueden realizarse ensayos complementarios,[2] decidiéndose dar por aceptable la estructura, o la baja de seguridad, u ordenándose su protección,[3] demolición o refuerzo.

89. Ensayos complementarios

Para estimar la resistencia en condiciones inhabituales,[4] o cuando los resultados del control de resistencia sean adversos, puede acudirse a:[5]

a) la fabricación y rotura de probetas conservándolas en condiciones lo más parecidas posible a aquellas en las que se encuentra el hormigón cuya resistencia se pretende estimar,
b) la rotura de probetas testigo extraidas[6] del hormigón endurecido,[7]
c) otros métodos no destructivos fiables.[8]

90. CONTROL DEL ACERO

Toda partida de acero[9] debe acopiarse acompañada de la garantía del fabricante, firmada por persona física. Si el acero no es del tipo *certificado*, el control debe hacerse antes de hormigonar; si es del tipo certificado, el control debe hacerse antes de entregar la obra.

El control puede ser:

1. Reducido, dirigido a obras que incluyan poco acero,[10] o cuando existan dificultades para realizar ensayos completos, pero exigiéndose a cambio que el acero sea del tipo *certificado.*[11]

---

[1] [En general, en soportes suele ser más barato reforzar que hacer ensayos complementarios, que además, como es el caso de probetas testigo, puede dejar el elemento en precario. Los forjados, losas, zancas, soleras, rampas, forjados reticulados, vigas, y los elementos masivos, como zapatas, riostras, encepados y muros, son muy poco sensibles a la resistencia del hormigón, por lo que lo recomendable es comenzar por recalcularlos, en la esperanza, más que probable, de que salgan bien parados]

[2] [El más usual es la rotura de alguna probeta adicional, que se ha tomado con las otras, conservada sin romper. Nótese que, en obras de arquitectura, la resistencia definitiva no se necesita más que al cabo de varios meses, por lo que no hay problema en medirla a una edad superior a los clásicos 28 días. Si el hormigón alcanza la resistencia prevista, desde el punto de vista técnico, importa poco cuándo lo consiga]

[3] [Puesto que la resistencia del hormigón es indicador indirecto de otras cualidades, cuando ésta no es esencial, y se ha elegido por durabilidad, la baja de resistencia debe interpretarse en clave de protección, no de refuerzo; cuanto más baje la resistencia mejor debe ser la pintura]

[4] Por ejemplo por problemas de helada, (artículo 72) o en fases intermedias de obra, para garantizar desapuntalados o tesados (artículo 75).

[5] Las "pruebas de carga" se detallan en el artículo 99

[6] UNE 83302:84

[7] El sistema es desaconsejable cuando dicha extracción afecta de un modo sensible a la capacidad resistente del elemento en estudio, hasta el punto de resultar un riesgo inaceptable [como suele ser en soportes]. En estos casos, puede acudirse a un apeo o refuerzo previo.

[8] Como el de "rebote" o esclerómetro (UNE 83307:86) o "ultrasonidos" (UNE 83306:86); deben usarse como complemento de los demás y debidamente correlacionados con ellos.

[9] El material de la misma designación, aunque puede ser de varios diámetros, suministrado de una vez.

[10] Y cuando sólo se use acero pasivo, no pretensado [Esto no incluye el caso en el que en obra se acopien elementos que vengan ya pretensados, como es el caso de viguetas]

[11] Además, la resistencia de cálculo será no superior a 260 N/mm^2 para acero B400 ni a 325 N/mm^2 para B500.

Si, en dos veces por partida, la sección equivalente es al menos el 95,5% de la nominal el acero se aceptará; si sólo sale en una, se tomarán cuatro nuevas muestras, debiendo cumplir todas ellas.
Mediante inspección en obra, no se deben detectar grietas o fisuras en las zonas de doblado.

2. Normal
En dos probetas de cada lote,[1] se determinará que la sección equivalente es al menos el 95,5% de la nominal, con igual criterio de aceptación que en el control reducido.
En dos probetas de cada lote se comprobará que el resalto de las armaduras corrugadas está en el rango establecido por el certificado de adherencia, y que cumplen las condiciones del ensayo de doblado-desdoblado; si alguna no lo cumpe, se tomarán otras cuatro, debiendo cumplir en todas ellas.
En una probeta de cada diámetro y partida,[2] durante dos veces en el transcurso de la obra,[3] se comprobará[4] tensión del límite elástico, carga de rotura, y alargamiento en rotura.[5]

91 .. 94 Control de accesorios de pretensado

(Véase anejo P)

95. CONTROL DE LA EJECUCIÓN

Corresponde al promotor y a la dirección de obra la responsabilidad de asegurar la realización del control de la ejecución. Para ello la obra se dividirá en *lotes* sin rebasar en cada uno ni 500 m² construidos ni dos plantas sucesivas.

En obras de arquitectura el control suele ser de tipo[6] *normal*, llevándose a cabo dos revisiones de la obra por lote.

En cada una de las revisiones se controlará el conjunto de las condiciones de proyecto y exigidas por esta norma. Un posible listado[7] de las operaciones de revisión es:

1. **Previo al comienzo de obra**: los planos corresponden a la versión definitiva, existencia de libro de órdenes, plan de control, existencia de archivos para certificados de materiales y para hojas de suministro, replanteo de parcela, planimetría y altimetría, medianerías.

---

[1] De hasta 40.000 kg de una misma partida si el acero es de tipo certificado y de hasta 20.000 kg si no lo es.

[2] En mallas electrosoldadas se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado, incluyendo además la resistencia al arrancamiento del nudo soldado (UNE 36462:80)

[3] [Según todos los indicios, el control puede hacerse por obra, y no necesariamente por estructura]

[4] El texto original incluye además las prescripiciones cuando en obra vayan a darse empalmes por soldadura.

[5] Si se registra algún fallo, todas las armaduras de ese diámetro existentes en obra, y las que faltan por recibir, se clasificarán en lotes de no más de 20.000 kg. Cada lote se controlará a través de dos probetas; si alguna no cumple se comprobarán todas las características de nuevo sobre 16 probetas, debiendo la media de las dos más bajas superar el valor garantizado y todas el 95% de dicho valor.

[6] En obras sencillas cabe hacer un control de ejecución *reducido*, sin un seguimiento continuo de la obra, pero con, al menos, una revisión de la obra por lote. Con control reducido, los coeficientes de seguridad aplicados a las acciones son 1,6 para las permanentes y 1,8 para las variables, del orden de un 10% mayores que con el normal.
En obras especiales cabe plantearse un control de ejecución *intenso*, con al menos tres revisiones por lote, pero además el constructor debe poseer un control interno, supervisado externamente, y la ferralla debe realizarse en una instalación industrial permanente, con un sistema de certificación voluntario. Con este tipo de control, los coeficientes de seguridad aplicados a las acciones son de 1,35 para las permanentes y 1,5 para las variables, del orden de un 10% menores que con el normal.

[7] [El texto original presenta una lista sedicientemente orientativa, demasiado genérica, y en ocasiones poco aplicable a obras de arquitectura. La que aparece aquí es, con el mismo criterio, una recreación del autor]

2. **En cimentación**: identificación del terreno supuesto firme, plano de asiento de cada zapata, hormigón de limpieza, recubrimientos, posición real de cada pilote.

3. **En general**: cotas y niveles, replanteo de huecos, pasatubos, placas de arranque, disposición y longitud de esperas, revisión de armaduras, recubrimientos, número, disposición y diámetro de armaduras longitudinales, separación entre armaduras, en vigas y forjados puntas de negativos hacia adentro, diámetro e intervalo de estribos, estanquidad y limpieza de encofrados.

4. **Hormigones vistos:** textura de encofrado, distanciadores y separadores, berenjenos y estanquidad de collarines.

5. **Zapatas**: disposición de conectores, conexión de toma de tierra.

6. **Muros de sótano**: separadores exteriores e interiores, juntas de hormigonado, esperas, huecos y pasatubos.

7. **Losa de suelo**: pendientes, polietileno y encachado, esperas de escaleras, fosos de ascensor.

8. **Soportes**: sección, aplomado, calidad del hormigón en cabeza, daños en esquinas superiores, nivel de collarín en soporte metálico

9. **Vigas de descuelgue**: ancho del nervio, enlace a soportes, pasatubos.

10. **Vigas planas**: canto del estribo, ancho de macizado, enlace de viguetas a vigas, huecos, pasatubos, disposición de armaduras en planta.

11. **Forjados**: contraste con la Autorización de Uso utilizada, identificación de viguetas, líneas de sopandado, espesor total y sobre bovedilla.

12. **Hormigonado**: tiempo de transporte, condiciones de vertido, condiciones climáticas adversas, calor, frío, viento, sol, compactación y curado, plazo de desencofrado, plazo de desapuntalado.

13. **Revisión**: fisuras de retracción, fisuras de tracción, daños, plomos y niveles.

96. TOLERANCIAS

El proyectista deberá adoptar y definir un sistema de tolerancias,[1] que se recogerá en la documentación de proyecto.[2] En el Pliego de Condiciones deberán quedar establecidas las decisiones[3] a seguir en cada caso si se rebasa el margen previsto.[4]

97. CONTROL DE TESADO
(Véase anejo P)

98. CONTROL DE INYECCIÓN
(Véase anejo I)

---

[1] [Por ejemplo, puede decirse que la tolerancia de aplomado de soportes es del 15% para un soporte en particular, pero de sólo el 1% para el conjunto de los de cada planta, ponderando el de cada uno con su compresión]

[2] [Aunque cabe hacerlo en el Pliego, en muchos casos es preferible reflejar el margen de tolerancia en el plano, junto con la cota nominal, o en el cuadro de características de los elementos]

[3] [Las tolerancias están en su mayor parte condicionadas por la construcción del resto de unidades de obra]

[4] El texto original contiene un anejo como propuesta de un sistema de descripción de tolerancias [aunque está basado en márgenes sobre las propias cotas estructurales, sin dependencia de las condiciones que imponen o permiten el resto de elementos constructivos]

99. PRUEBAS DE CARGA

Si, aun habiéndose proyectado y contruido según lo previsto, existen dudas razonables sobre la seguridad, funcionalidad o durabilidad de la estructura, la dirección de obra puede ordenar la realización de ensayos complementarios,[1] tales como pruebas de carga,[2] en las que nunca deben darse fisuras imprevistas ni que puedan comprometer la seguridad o durabilidad.

Cuando se use una prueba de carga exclusivamente[3] para obtener información complementaria, debido por ejemplo a incidencias en la construcción, en la prueba no se superará la carga de servicio. En general la prueba de carga es satisfactoria si:

- las flehas no superan lo previsto
- las medidas experimentales de todo tipo (descensos, giros) no se desvían de lo calculado en el proyecto de la prueba de carga en más de un 15%
- la flecha residual, tras la descarga, es lo suficientemente pequeña para como concluir que la estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico

Cuando se use una prueba de carga como medio para medir la capacidad de carga[4] de una estructura construída, se deberá llegar al 85% de la de cálculo. Se debe concluir que la estructura tiene suficiente capacidad para la carga supuesta si la flecha resulta ser inferior a $L^2/20000\ h$, siendo **L** la luz de cálculo y **h** el canto del tramo o el doble del vuelo.[5]

Existen además otro tipo de ensayos no destructivos, como gammagrafía, sondas magnéticas o ultrasonidos,[6] que permiten detectar la posición real de las armaduras, la mayor o menor permeabilidad del hormigón o la existencia de coqueras, que son de gran ayuda en la peritación de una estructura ya construida.[7]

---

[1] [Si no estaban previstos en el Pliego ni incluidos en mediciones, y su realización supone un costo adicional, la decisión tiene que ser razonada]

[2] Este tipo de pruebas requiere, para que los resultados sean operativos, que, antes de efectuarla, quede reflejado por escrito no sólo lo que se va a hacer, sino qué se espera que suceda, cómo se van a interpretar los resultados y qué decisión se tomará en cada caso.

[3] El texto original contiene información acerca de las pruebas de carga *obligatorias* que imponen algunos reglamentos, como los de puentes de carretera y ferrocarril.

[4] Este tipo de prueba requiere que su realización se haga por una empresa especializada. El proyecto, aparte de lo indicado con carácter general, debe definir con la mayor precision posible, qué, cómo y cuándo medir, así como los medios de seguridad en el transcurso de la prueba. Para elementos a flexión conviene que:

- los elementos tengan al menos dos meses de edad, o que se haya alcanzado la resistencia de proyecto,
- disponer previamente al ensayo cargas para reproducir el valor total de las permanentes,
- efectuar las lecturas iniciales justo antes del ensayo,
- disponer la carga en al menos cuatro escalones, evitando impactos,
- hacer una lectura 24 horas después de que se haya colocado la carga total de ensayo, inmediatamente hacer la descarga, y 24 horas despues hacer la lectura final,
- llevar un registro de temperatura y humedad existentes durante el ensayo.

[5] Si la flecha supera ese valor, la residual, en la lectura final, deberá ser inferior al 25% de la flecha. Si aun esta condición no se cumple, si, tras 72 horas, con un nuevo ciclo de carga y descarga, se llega a una flecha residual inferior al 20% de la alcanzada en la segunda carga, el ensayo puede darse por satisfactorio.

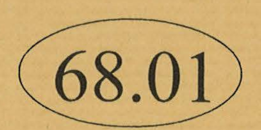
[6] Por su dificultad, conviene encomendar a una empresa especializada la realización e interpretación de resultados de este tipo de pruebas.

[7] [Si se conoce con exactitud la posición de las armaduras, en la peritacion puede prescindirse del coeficiente 1,15 de seguridad del acero, que se introduce en los cálculos precisamente por la indeterminación de esa posición. De igual manera, puede reducirse prudentemente el coeficiente de seguridad aplicable a las acciones, en tanto en cuanto no hay indeterminación en el valor de las que están presentes]

NOTAS

NOTAS

CUADERNO



CATÁLOGO Y PEDIDOS EN
http://www.aq.upm.es/of/jherrera
info@mairea-libros.com

